

Johannes Vasalampi

**PÄÄRAUDOITTEEN
NORMAALIVOIMAKESTÄVYYS
ULKOPUOLELTA JAKORAUDOITTEELLA
TUKEMATTOMASSA TERÄSBETONI
SEINÄRAKENTEESSA**

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Anssi Laaksonen
Olli Kerokoski
03/2020

TIIVISTELMÄ

Johannes Vasalampi: Pääraudoitteen normaalivoimakestävyys ulkopuolelta jakoraidoitteella tukemattomassa teräsbetoni seinärakenteessa

Diplomityö

Tampereen yliopisto

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Maaliskuu 2020

Työn tavoitteena oli selvittää pääraudoitteen normaalivoimakestävyys, ulkopuolelta jakoraidoitteella tukemattomassa teräsbetonisessa seinärakenteessa. Työssä selvitettiin teräsbetonirakenteen paikallista stabiiliuden menetykseen johtavia ilmiöitä, kuten suojabetonikerroksen lohkeilua, lokaalia- ja globaalia raudoitteiden nurjahdusta. Lisäksi tutkimuksessa selvitettiin erilaisia raudoitteiden normaalivoimakestävyyksiä arvioivia menetelmiä. Menetelmien käytettävyyttä ja tuloksia tutkittiin esimerkkirakenteen avulla.

Esimerkkirakenteen normaalivoimakestävyys määritettiin tutkimuksessa usealla eri laskentamenetelmällä. Menetelmillä saatuja tuloksia verrattiin keskenään. Tulokseksi saatiin, että tarkemmin rakennetta analysoidessa, voidaan sille saavuttaa lisää kapasiteettia. Tutkimuksessa huomattiin, että ulkopuolelta jakoraidoitteella tukemattomassa teräsbetoniseinässä pääterästen normaalivoimakestävyys on merkittävästi heikompi kuin, Eurokoodin mukaisesti toteutetun seinän vastaavien terästen normaalivoimakestävyys. Tutkimuksen perusteella, ulkopuolelta jakoraidoitteella tukemattoman raudoituksen sisältävää seinää ei tarvitse suoraan mitoittaa raudoittamattomana seinänä, vaan rakenteelle on määritettävissä laskennallinen kapasiteetti.

Perinteisistä laskentamenetelmistä käytettävimmäksi menetelmäksi osoittautui Naito et. al. - mukainen laskentamenetelmä. Menetelmän tulokset olivat toiseksi lähimpänä käsinlaskentamenetelmien tulosten keskiarvoa, mutta laskentamenetelmän ominaisuudet olivat paremmat kuin lähimpänä keskiarvoa olevalla menetelmällä.

Lisäksi laskentaa suoritettiin myöskin Ansys-laskentaohjelmalla. Ohjelmaan mallinnettiin perinteisillä menetelmillä laskettuja rakennemalleja ja suoritettiin niille nurjahdustarkastelu. Laskentaohjelman tuottamia tuloksia verrattiin muilla menetelmillä tuotettuihin tuloksiin.

Tutkimus suosittelee raudoitteiden globaalia eli kokorakenteen nurjahdusta ja lokaalia eli rakenteen osan nurjahdusta käsittelevän osuuden lisäämistä seinien mitoitusta käsittelevään ohjeistukseen, ja näin lisäävän käyttäjien tietoisuutta kyseisestä ilmiöstä. Lisätutkimuksessa voisi verifioida tässä työssä tehtyjä päätelmiä, sekä käsitellä laajemmin globaalia nurjahdusta.

Avainsanat: betonipeite, lokaalinurjahdus, globaalinurjahdus, Naito et.al. ja ANSYS

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Johannes Vasalampi: Normal strength of the main reinforcement not supported by horizontal reinforcement from the outside in a reinforced concrete wall structure.

Master of Science Thesis

Tampere University

Master's Degree Programme in Civil Engineering

March 2020

The aim of the work was to find out the normal strength of the main reinforcement in a reinforced concrete wall structure not supported by horizontal reinforcements. The study investigated local phenomena leading to loss of stability of the blade-concrete structure such as cracking of the reinforced concrete layer local and global buckling of reinforcements. In addition, various calculation methods for assessing the normal strength of reinforcements were investigated. The usability and results of the methods were investigated using an example structure

The normal strength of the exemplary structure was determined in the study by several calculation methods. The results of the methods were compared with each other. As a result, more capacity analysis could be achieved by further analyzing the structure. The study found that the normal compress strength of reinforcement in exterior reinforced concrete walls is significantly lower than that of the corresponding reinforcements in the Eurocode. According to the study the exterior wall with non-reinforced reinforcement does not need to be directly dimensioned as an unreinforced wall, but the design capacity can be determined for the structure.

Among the traditional methods of calculation, Naito et. al. calculation method. The results of the method were the second closest to the mean of the results of the manual calculation methods, but the properties of the calculation method were better than the method nearest the average.

In addition, the calculation was also done with Ansys software. The program modeled structural models calculated using traditional methods and subjected to buckling analysis. The results of the calculation program were compared with the results obtained by other methods.

The study recommends that the global dimensioning of the reinforcements and the localization of the structural part of the reinforcement should be included in the wall sizing guidelines, thus raising the awareness of the users about this phenomenon. Further research could verify the conclusions of this work and process the global buckling more broadly.

Keywords: concrete cover, local buckling, global buckling, Naito et.al. and ANSYS

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service

ALKUSANAT

Tämä tutkimus toteutettiin osana Tampereen yliopiston Hervannan kampuksen rakennustekniikan maisterivaiheen opintoja. Työ toteutettiin Sweco Rakennetekniikka Oy:n toimeksiantona. Tutkimuksen tarkoituksena on selvittää teräsbetoniseinién nurjahdustukemattomien raudoitteiden nurjahduskestävyys, kun rakennetta kuormitetaan aksiaalisella kuormalla. Tällaisia tilanteita voi muodostua esimerkiksi, jos seinämäinen rakenne asennetaan kokonaisuudessaan toisinpäin kuin on suunniteltu, tai seinärakennetta raudoittaessa jakorauditus asennetaan pääterästen väärälle puolelle.

Suuret kiitokset työn ohjaamisesta sekä tarkastamisesta kuuluvat professori Anssi Laaksooselle, tekniikan tohtori Olli Kerokoskelle sekä DI Tuomo Tourulalle. Lisäksi kiitokset kuuluvat ystäville, koulussa toimineelle Nysvärit-ryhmälle, työkavereille sekä kotiväelle, jotka ovat osoittaneet tukensa opiskeluiden aikana.

Oulussa, 23.03.2020

Johannes Vasalampi

SISÄLLYSLUETTELO

| | |
|--|-----------|
| 1. JOHDANTO..... | 1 |
| 1.1 Ongelman kuvaus ja motivaatio | 1 |
| 1.2 Tavoite | 1 |
| 1.3 Aiheen rajaus | 2 |
| 2. RAUDOITUSRATKAISUT JA RAUDOITUKSEN STABILITEETTI | 4 |
| 2.1 Yleisesti käytössä olevia poikkileikkauksia | 4 |
| 2.2 Pääraudoituksen stabiliteetti | 6 |
| 2.2.1 Jakoraudoituksen vaikutus rakenteen toimintaan | 6 |
| 2.2.2 Lohkeilu ja murskautuminen | 9 |
| 2.2.3 Raudoituksen lokaali nurjahdus | 11 |
| 2.2.4 Raudoituksen globaali nurjahdus | 13 |
| 3. LASKENTAMENETELMÄT | 14 |
| 3.1 Betoniseinien puristuskestävyys eurokoodissa..... | 14 |
| 3.1.1 Betonin puristuslujuus | 14 |
| 3.1.2 Raudoittamattoman betoniseinän puristuslujuus | 16 |
| 3.1.3 Betonin vetolujuus ja rakenneosa vetokestävyys | 17 |
| 3.1.4 Eulerin nurjahdus, hoikkuus ja toisen kertaluvun raja-arvo | 18 |
| 3.1.5 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä | 22 |
| 3.1.6 Momentin suurennusmenetelmä | 25 |
| 3.1.7 Raudoituksen raja-arvot ja mitoitus | 26 |
| 3.1.8 Raudoituksen betonipeitteen mitoitus..... | 29 |
| 3.2 Ohjeen ACI 318 mukainen teräsbetoniseinän mitoitus | 31 |
| 3.2.1 Raudoitusten raja-arvot..... | 31 |
| 3.2.2 Stabiiliteetti ja nurjahdus | 34 |
| 3.2.3 Seinän mitoitus | 36 |
| 3.3 Globaali nurjahdus Dhakal ja Maekawan mukaan | 39 |
| 3.4 Betonipeitteen lohkeilu Dhakal ja Maekawan mukaan | 43 |
| 3.5 Pääraudoitteen nurjahdus Naito et. al. mukaan..... | 46 |
| 3.6 Suojabetonikerroksen lohkeilu Sudan ja Masukawan mukaan | 51 |
| 4. ESIMERKKIRAKENNE | 59 |
| 4.1 Laskentaperiaatteet..... | 59 |
| 4.2 Esimerkkirakenteen laskentamalli | 60 |
| 5. LASKENTA | 63 |
| 5.1 Eurokoodin mukaan | 63 |
| 5.1.1 Raudoittamattoman seinän normaalivoimakestävyys..... | 63 |
| 5.1.2 Sauvan normaalivoimakestävyys | 64 |
| 5.2 ACI-318 mukaan | 66 |
| 5.3 Dhakal ja Masukawan mukaan | 68 |
| 5.4 Sudan ja Masukawan mukaan | 69 |
| 5.5 Naito et. al. mukaan | 72 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 5.6 | ANSYS-ohjelmalla | 76 |
| 6. | TULOKSET JA NIIDEN ANALYSOINTI | 83 |
| 6.1 | Tulokset | 83 |
| 6.1.1 | EN 1992-1-1 mukaiset tulokset | 83 |
| 6.1.2 | ACI-318 mukaiset tulokset | 84 |
| 6.1.3 | Dhaka:n ja Masukawa:n mukaiset tulokset | 85 |
| 6.1.4 | Suda:n ja Masukawa:n mukaiset tulokset | 85 |
| 6.1.5 | Naito et. al. mukaiset tulokset | 86 |
| 6.1.6 | ANSYS-ohjelmalla lasketut tulokset | 86 |
| 6.2 | Tulosten analysointi | 93 |
| 6.3 | Raudoittamattomaan seinärakenteeseen vertaaminen | 95 |
| 7. | YHTEENVETO, PÄÄTELMÄT JA JATKOTUTKIMUS | 98 |
| 7.1 | Yhteenveto ja päätelmät | 98 |
| 7.1.1 | Laskenta | 98 |
| 7.1.2 | Esimerkkirakenteen kestävyys | 99 |
| 7.1.3 | Tulosten vertailtavuus | 101 |
| 7.2 | Kehitysehdotukset ja jatkotutkimuksen mahdollisuus | 101 |
| 7.2.1 | Kehitysehdotus | 101 |
| 7.2.2 | Jatkotutkimus | 102 |
| | LÄHDELUETTELO | 103 |
| | LIITE A: KUVIA LASKENTAOHJELMISTA | |

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Latinalaiset isot kirjaimet

| | |
|---------------|---|
| A | Tangon pinta-ala |
| A_c | Betonin poikkileikkausala |
| A_{c0} | Kuormitusalue |
| A_{c1} | Mitoituksessa käytettävä jakautumisalue |
| A_g | Betonipoikkileikkauksen pinta-ala |
| A_{r0} | Tangon poikkileikkaus |
| $A_{s,min}$ | Pystyraudoituksen vähimmäisala |
| $A_{s,vmax}$ | Pystyraudoituksen maksimi pinta-ala |
| $A_{s,max}$ | Pystyraudoituksen maksimi pinta-ala Kansallisessa liitteessä |
| A_s | Raudoituksen kokonaispinta-ala |
| $A_{s,hmin}$ | Vaakaraudoitteen vähimmäispinta-ala |
| A_{sv} | Hakaraudoituksen minimimäärä kun $A_s > 0,02 * A_c$ |
| A_{sN} | Normaalivoimasta johtuvan raudoituksen poikkipinta-ala |
| A_{sM} | Momentista aiheutuva raudoituksen pinta-ala |
| C_m | Todellisen ja tehollisen momenttikuvion suhdetta kuvaava kerroin |
| D | Raudoitteen halkaisija |
| D_r | Tangon halkaisija |
| E | Teräksen kimmokerroin |
| E_{cm} | Betonin kimmokerroin |
| E_s | Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo |
| F_c | Puristusresultantin maksimiarvo |
| F_s | Raudoitteessa vaikuttava veto-/puristusvoima |
| G_F | Normaali betonin murtumisenergia |
| I | Neliömomentti |
| I_c | Betonipoikkileikkauksen neliömomentti |
| I_s | Raudoituksen neliömomentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen |
| K | Murtumaparametri elastoplastisessa murtumamallissa |
| K_r | Korjauskerroin |
| K_φ | Virumisen huomioiva kerroin |
| K_c | Halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin |
| L | Nurjahdussauvan pituus |
| $M_{u\sigma}$ | Vaakavoiman ja epäkeskisyyden aiheuttama momentti |
| M_{r0} | Tangon sisäinen momentti |
| M_{0Ep} | Taivutusmomentti käyttörajatilassa pitkäaikaiskuormien vaikuttaessa |
| M_{0Ed} | Ensimmäisen kertaluvun analyysissä saatu momentti |
| M_{01} | Ensimmäisen kertaluvun pienempi päätemomentti |
| M_{02} | Ensimmäisen kertaluvun suurempi päätemomentti |
| M_2 | Nimellinen lisämomentti |
| N | Normaalivoima |
| N_{ed} | Normaalivoiman mitoitusarvo |
| N_{r0} | Aksiaalinen kuorma |
| N_{rbuc} | Hakavälien määrä, jotka osallistuvat nurjahdukseen |
| N_{rein} | Haoilla sidottujen pituus suuntaisten tankojen lukumäärä |
| P_n | Kriittisen pääteräksen aksiaalinen rasitus |
| P_u | Tekijöitetty normaalivoima |
| P_{E0} | Suoran raudoitteen nurjahduskuorma |
| Q_w | Pistekuorma |
| R_w | Hakojen kestävyysindeksi |

| | |
|-------|---------------------------------------|
| R_c | Suojabetonikerroksen kestävyysindeksi |
| S_w | Hakojen jakopituus |

Latinalaiset pienet kirjaimet

| | |
|-------------------------|--|
| a_n | Maksimitaipuma |
| α_{cc} | Puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin |
| a | Taipuma |
| a_{we} | Hakaraudoitteen tehokas pinta-ala |
| b | Rakenteen leveys |
| b_w | Rakenteen leveys |
| b_1 | Kuormitusalueen leveys |
| b_2 | Kuormituksen jakautumisalueen leveys |
| c | Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin |
| c | Jousen poikkeama tasapainoasemastaan |
| c_i | Vaakasiteiden plastisoitumista kuvaava kerroin |
| c_{min} | Betonipeitteen vähimmäisarvo |
| $c_{min,b}$ | Mitoitusarvo tartunnan mitoittaessa |
| $c_{min,dur}$ | Mitoitusarvo ympäristöolosuhteiden mitoittaessa |
| Δc_{dev} | Mittapoikkeama |
| $\Delta c_{dur,\gamma}$ | Lisävarmuustermi |
| $\Delta c_{dur,st}$ | Mitoitusarvon pienennystermi ruostumatonta terästä käytettäessä |
| $\Delta c_{dur,add}$ | Mitoitusarvon pienennystermi lisäsuojasta käytettäessä |
| d | Tehollinen korkeus |
| d_1 | Kuormitusalueen korkeus |
| d_2 | Kuormituksen jakautumisalueen korkeus |
| d_b | Pystyraudoitteen halkaisija |
| d_c | Puristuspinnan tehollinen korkeus |
| d_r | Vedetyn- ja puristetun raudoitteen keskipisteiden välinen etäisyys |
| e | Vaakasuuntainen alkusiirtymä |
| e_2 | Taipuma |
| θ_e | Solmun alkukiertymä |
| θ_p | Kuormituksesta johtuva solmun kiertymä |
| f'_c | Betonin puristuskestävyys |
| f_{cd} | Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo |
| f_{ck} | Betonin puristuslujuus |
| $f_{ctk,0,05}$ | Betonin vetokestävyys |
| f_{ctd} | Betonin vetolujuuden mitoitusarvo |
| $f_{ck,cube}$ | Betonin kuutiolujuus |
| f_{yd} | Raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo |
| f_{yk} | Betoniteräksen myötölujuus |
| f_t | Betonin vetokestävyys |
| h | Seinän paksuus |
| h_0 | Poikkileikkauksen muunnettu paksuus |
| h | Rakenteen korkeus |
| h_x | Pystytankojen välinen etäisyys |
| i | Jäyhyyssäde |
| k | Jousen jäykkyyttä kuvaava kerroin |
| k | Tehollista pituutta kuvaava tekijä |
| k_1 | Tartuntaolosuhteita kuvaava kerroin |
| k_2 | Venymäjakauman huomioivakerroin |

| | |
|----------------|---|
| k_{qc} | Kerroin, joka yhdistää q_c suhteellisella voimalla $\sigma_c^{\frac{2}{3}}$ |
| l | Nurjahduspituus |
| l_0 | Nurjahduspituus |
| l_c | Puristetun rakenteen vapaa pituus |
| l_e | Haan sivunpituus |
| l_p | Plastisten solmujen välinen pituus |
| l_u | Seinän/pilarin vapaana oleva tukien väli |
| l_w | Rakenneosan vapaa pituusmitta |
| m | Suhteellinen vaakasiirtymä |
| n_{bal} | Suhteellisen normaalivoiman n arvo, kun taivutuskestävyys on maksimissa |
| n | Suhteellinen normaalivoima |
| n_b | Samaan aikaan nurjahtavien pystyraudoitteiden määrä |
| n_l | Haan leikkeiden määrä nurjahdussuunnassa |
| n_u | Raudoitussuhteen sisältävä kerroin |
| p | Pistekuorma |
| q_c | Tasainen kuorma |
| r_m | Rakenteen päätemomenttien suhde |
| $\frac{1}{r}$ | Kaarevuus |
| $s_{cl,tmax}$ | Minimi hakajako |
| s | Raudoitteiden jakopituus |
| $\sin(\alpha)$ | Hakaraudoituksen kulma (yleensä 90 astetta) |
| $csc(x)$ | Kosekanti funktio |
| u | Betoninpoikkileikkauksen piirin pituus, josta kuivumista voi tapahtua |
| v | Suhteellinen normaalivoima |
| v | Pystysiirtymä |
| w | Kuormituksesta aiheutuva vaakasiirtymä |
| x | Etäisyys y-akselista |
| y | Etäisyys y-akselista |
| y_n | Pääraudoitteen taipuma |

Kreikkalaiset suuret kirjaimet

| | |
|------------|-------------------------------------|
| Δ_o | Ensimmäisen asteen taipuma |
| ΔU | Sisäisen energian muutos |
| ΔV | Ulkoisen potentiaalienergian muutos |

Kreikkalaiset pienet kirjaimet

| | |
|---------------------|---|
| α_{cc} | Betonin pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin |
| α_{ct} | Vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijä |
| β | Tukiehdoista riippuva kerroin |
| β_{dns} | Kuormitusten suhdetta kuvaava luku |
| γ_c | Betonin osavarmuusluku |
| γ_s | Betoniteräksen osavarmuusluku |
| δ_r | Vaakasuuntainen siirtymä rakenteen puolivälissä |
| ε_c | Huippujännitystä vastaava muodonmuutos suojabetonikerroksessa |
| ε_{c2} | Betonin muodonmuutos maksimilujuuden saavuttamiskohdassa |
| ε_{cu2} | Betonin murtopuristuma |
| ε_r | Veto muodonmuutos |
| ε_{max} | Maksimaalinen puristusmuodonmuutos |
| ε_{yd} | Venymää kuvaava kerroin |

| | |
|------------------------|--|
| λ | Tehollisen korkeuden määrittelevä kerroin |
| λ | Hoikkuus |
| λ | Nurjahtaneen tangon pystysuora pituus |
| η | Tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin |
| φ_{ef} | Viruma |
| $\varphi(\infty, t_0)$ | Virumisastetta kuvaava termi |
| σ_c | Betonin puristuslujuus |
| σ_{c0} | Huippujännitys suojabetonikerroksessa |
| σ_{sc} | Puristus-/vetoraudoituksen jännitys |
| σ_{rm} | Tangon vetolujuus |
| σ_{ry} | Tangon myötölujuus |
| σ_y | Raudoitteen myötölujuus |
| σ_{wy} | Hakaraudoitteen myötöraja |
| ρ | Geometrinen raudoitussuhde |
| ω | Mekaaninen raudoitussuhde |
| μ | Suhteellinen taivutusmomentti |
| ϕ_{rbuc} | Kimmoinen taipuma nurjahduksen alkuvaiheessa |

1. JOHDANTO

1.1 Ongelman kuvaus ja motivaatio

Puristetuissa teräsbetonirakenteissa nurjahdukselle altistuu usein rakenteen pääteräkset. Raudoitteen nurjahduskestävyyteen voidaan vaikuttaa esimerkiksi rakenteen jakoraidoiteilla. Pääraudoitteiden nurjahdus pyrkii yleensä tapahtumaan niin, että pääraudoite nurjahtaessaan aiheuttaa betonirakenteen pintaan halkeilua ja lohkeilua. Niinpä jakoraidoite sijoitetaan yleensä pääteräksiin nähden seinän ulkopinnan puolelle.

Toisinaan betoniseiniä toteutetaan niin, että jakoraidoite asettuu pääteräksiin nähden seinän sisäpuolelle. Tällöin puristettujen pääterästen nurjahdustuenta muuttuu olennaisesti ja rakenne ei enää vastaa eurokoodin SFS EN 1992-1-1 mukaisesti suunniteltua rakennetta. Eurokoodissa ei ole suoraan määritetty tällaiselle rakenteelle puristus- tai nurjahduskestävyyttä tai niiden arviointiin käytettävää mitoitusmenetelmää. Tällaisen nurjahdustukemattomasti toteutetun teräsbetonirakenteen pääraudoitteiden epäselvä puristuslujuus loi motiivin tälle tutkimukselle.

1.2 Tavoite

Tutkimuksen tavoitteina on selvittää edellä kuvatun pääraudoitteen nurjahdus- ja puristuskestävyys. Tavoitteena on tutkia kestävyyskäyttäytymistä tilanteessa, jossa betonirakenteen pinnan ja raudoitteen välissä oleva betonipeite toimii raudoitteen nurjahdusta rajoittavana tekijänä. Tavoitteena on myös selvittää pääraudoitteen normaalivoimakkestävyys edellä kuvatussa rakenteessa.

Tutkimusmenetelminä tässä diplomityössä käytetään kirjallisuusselvitystä ja laskennallisia tarkasteluja. Tutkimuksen tarkoituksena on esimerkkirakenteen avulla tutkia, nurjahdustukemattomasti raudoitettun teräsbetoniseinän pääraudoitteen nurjahdus- ja puristuskestävyyttä. Tutkimuksessa käytettävällä esimerkkirakenteella on tavoite kuvata mahdollisimman hyvin edellä kuvattua teräsbetonirakennetta.

Tavoitteena tässä työssä on myös etsiä esimerkkirakenteen puristuskestävyyttä kuvaavia laskentamenetelmiä. Lähdetutkimuksissa esitettyjen erilaisten laskentamenetelmien pohjalta määritetään pääteräksille nurjahduskestävyyksiä. Lisäksi esimerkkirakenteeseen liittyvää nurjahduskestävyyden arviointia toteutetaan tietokoneavusteisia laskentaohjelmia hyödyntäen. Rakenteelle laskettuja

nurjahduskestävyyksiä vertaillaan muiden tutkimuksessa laskettujen rakenteiden nurjahduskestävyyksien kanssa.

Kokonaisuutena työn tavoitteena on muodostaa keino nurjahdustukemattomasti raudoitetun teräsbetoniseinän pääraudoitteen nurjahduskestävyyden määrittämiseksi. Tutkimuksessa tuotettua ratkaisua voisi hyödyntää käytännön suunnittelutyössä, esimerkkiratkaisun muodossa. Esimerkkiratkaisu voidaan toteuttaa esimerkiksi laskentamallin/-pohjan muodossa, jonka avulla voisi selvittää vastaavien rakenteiden nurjahduskestävyyksiä.

Lisäksi tutkimuksen yhtenä tavoitteena on saada sellaisia tuloksia, joita voisi hyödyntää myös seinärakenteiden suunnittelua koskevien ohjeiden kehitystyössä. Mahdollisissa jatkotutkimuksissa tätä tutkimusta voi hyödyntää teoreettisena pohjana ja olemassa olevana käytännön ratkaisuna. Jatkotutkimukset voivat syventää tietämystä aihepiirissä ja kehittää myös muita ratkaisuja ongelmaan.

1.3 Aiheen rajaus

Tutkittava aihealue rajataan koskemaan puristettuja teräsbetoniseiniä, ja niihin liittyviä raudoitteita. Raudoitetut teräsbetoniseinät mitoitetaan eurokoodissa hyvin samankaltaisesti kuin teräsbetonipilarit. Työ voi siis sisältää joitakin osa-alueita pilarirakenteiden puolelta. Ulkopuolelta jakoraudoitteilla tukematonta rakennetta tarkoitetaan tässä työssä tapausta jossa, jakoraudoitus on asennettu pystyteräksiin nähden rakenteen sisäpuolelle. Jakoraudoitteella kuvataan tässä työssä seinämäisissä rakenteissa olevaa poikittaissuuntaista raudoitetta, joka on pääteräksiin nähden 90 astetta eri suunnassa.

Työn laskennallisessa osuudessa pyritään esimerkkirakenteiden määrä rajaamaan yhteen, mahdollisimman hyvin ulkopuolelta jakoraudoitteella tukematonta rakennetta kuvaavaan esimerkkirakenteeseen. Tutkimuksessa vertaillaan toisiinsa esimerkkirakenteen pääraudoitteen normaalivoimakestävyydelle erilaisilla laskentamenetelmillä määritettyjä laskennallisia arvoja. Lisäksi tuloksia vertaillaan myös eurokoodin SFS EN1992-1-1 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesti määritettyyn raudoittamattoman seinän nurjahduslujuuteen.

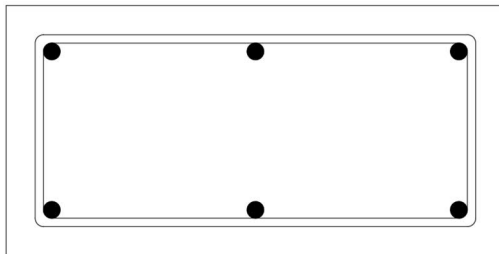
Raudoittamattomien rakenteiden tarkastelu rajataan siis koskemaan vain eurokoodin SFS EN 1992-1-1 mukaisen raudoittamattoman betoniseinän tarkastelua. Raudoittamattoman seinärakenteen tuloksia käytetään työssä vain tuloksien vertailuosuudessa.

Rakenteen puristuskestävyyden määrittäminen uudella laskennallisella tavalla vaatii todennäköisesti lisää tutkimusta. Kun tulokset ilmaistaan pääteräksen tartunnan, pinnan halkeilun ja suojabetonikerroksen lohkeilun avulla. Siispä kyseisiä ilmiöitä pyritään tässä työssä käsittelemään pääteräksien nurjahduskestävyyksien avulla.

2. RAUDOITUSRATKAISUT JA RAUDOITUKSEN STABILITEETTI

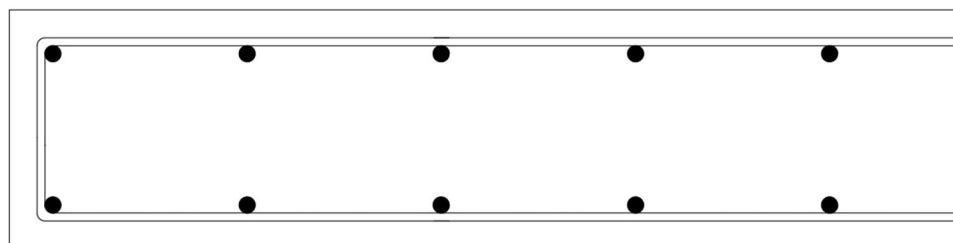
2.1 Yleisesti käytössä olevia poikkileikkauksia

Betonirakenteiden erilaiset poikkileikkaukset ovat tarkoitettu käytettäväksi erityyppisissä kuormitustilanteissa, jotka vaihtelevat esimerkiksi kuormitus suunnan ja -tyypin mukaan. Pilarirakenteissa poikittaissuuntaisia raudoitteita kutsutaan usein hakaraidoiteiksi ja pituussuuntaisia raudoitteita pääteräksiksi. Poikkileikkauksen sisältämät pääteräkset sijoitetaan tyypillisesti poikkileikkauksen nurkkaan ja ne sidotaan hakateräksillä yhdessä toimivaksi kokonaisuudeksi. ACI 318-19 ohjeessa ja eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 on esitelty yleisesti käytössä olevia teräsbetonipilarin poikkileikkauksia. [1]



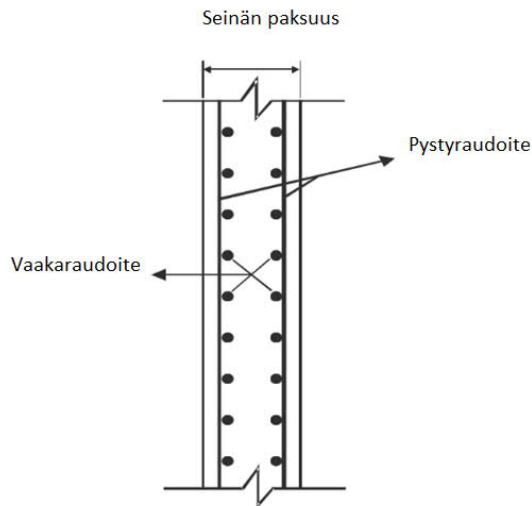
Kuva 1 Tyypillinen pilarin poikkileikkaus, mukaillen lähdettä [1].

Yllä olevan kuvan poikkileikkaus on yleinen rakenneratkaisu pilarimaisissa teräsbetonirakenteissa silloin, kun rakenteeseen kohdistuu aksiaalista- ja poikittaissuuntaista kuormitusta. Betonirakenteita käsittelevässä eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC on useassa erilaisessa menetelmässä käsitelty tällaisen perinteisen poikkileikkauksen mitoitus. Poikkileikkauksen pituussuunnassa olevien pääterästen määrä voi vaihdella rakenteen aksiaalisen kuorman mukaan. Tutkimuksessa käsiteltävät pääteräkset voivat olla esimerkiksi tällaisen poikkileikkauksen pääteräksiä, joiden hakaraidoitteiden jakoväli on suunniteltua pidemmäksi. [2]



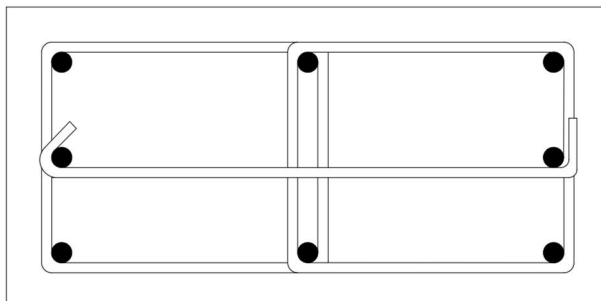
Kuva 2 Tyypillinen teräsbetoniseinän poikkileikkaus, mukaillen lähdettä [1].

Teräsbetoniseinissä käytetään samantyyppisiä poikkileikkauksia kuin teräsbetonipilareissa. Edellä olevien poikkileikkausten väliset eroavaisuudet, eivät ole suuria. Seinämäisessä rakenteessa on toistettu pilarimaisen poikkileikkauksen raudoituslogikkaa pidemmälle matkalle. Seinämäisessä rakenteessa olevat pääteräkset voivat altistua tutkimuksessa esitellyille ilmiöille, jos niiden hakaraudoitteiden jakovälit eivät ole riittävän lyhyitä.



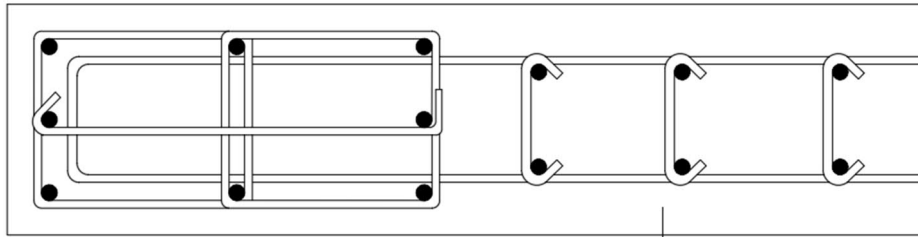
Kuva 3 Vaakaraudoitus pystyraudoituksen sisäpuolella [3]

Kuvassa on havainnollistettu tutkimuksen myöhemmässä vaiheessa tarkemmin käsiteltävän esimerkkirakenteen pääraudoitteen sijainnin poikkeavuutta perinteisiin poikkileikkauksiin nähden. Esimerkkirakenteen pääraudoite poikkeaa toimintaperiaatteeltaan huomattavasti tyypillisesti käytetyiden poikkileikkauksien pääraudoitteiden toimintatavasta. Rakenteessa jakoraudoitus on asetettu pääraudoitteen sisäpuolelle, jolloin hakaraudoite ei tue pääraudoitetta poikittaisuunnassa. Rakenne on toteutettu toisistaan erillään olevista tangoista, jotka eivät ole hitsattu verkkomaiseksi rakenteeksi.



Kuva 4 Pääterästen sidonta useammalla limittyvällä haalla, mukaillen lähdettä [1].

Tyypillisiä poikkileikkauksia voidaan varioida moneen eri käyttötarkoitukseen. Rakenteen jakoraidoitteiden sijoittelulla ja muotoilulla voidaan vaikuttaa rakenteen eri tyyppisiin kestävyysiin. Kuvassa 4 jakoraidoite on jaettu useampaan osaan. Näin raidoitteen leikkeiden määrää on voitu kasvattaa suuremmaksi. Leikkeiden määrän kasvatus lisää rakenteen leikkausvoimakapasiteettia [1]



Kuva 5 Pystyraudoite tuetaan 135-asteen hajoilla maanjäristyksille alttiilla alueilla, mukaillen lähdettä [1].

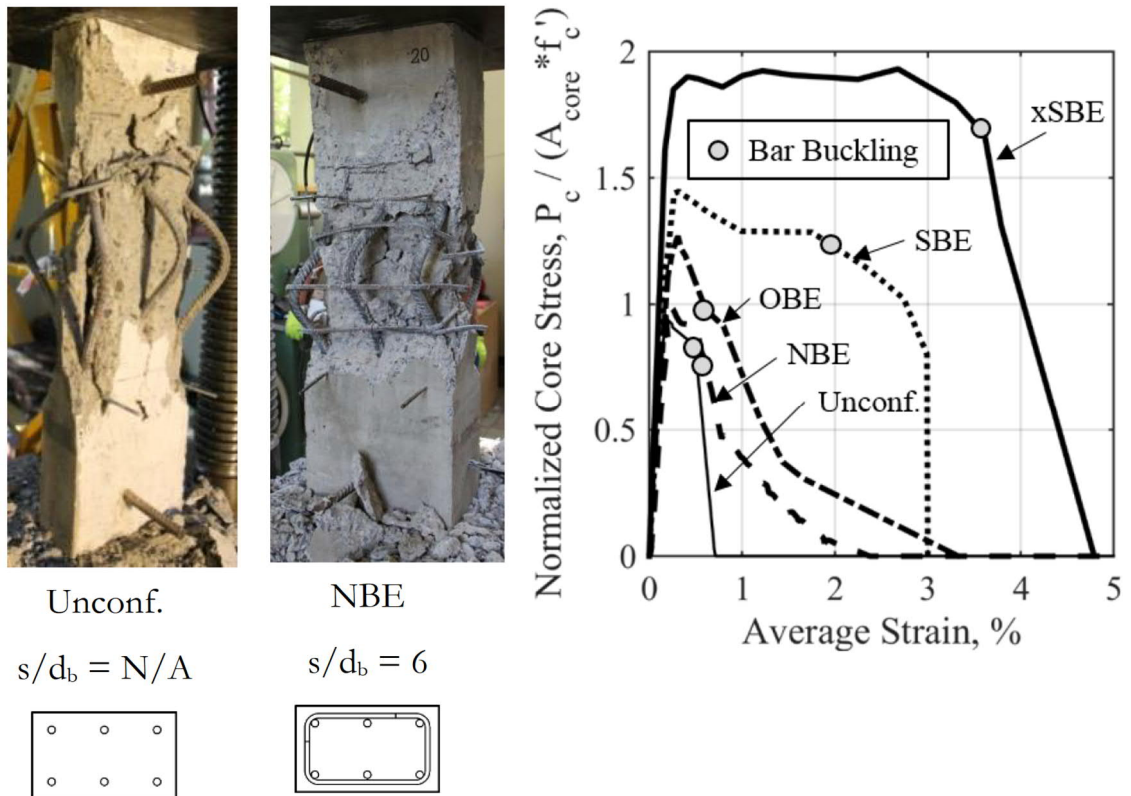
Maanjäristysalueella on käytettävä rakenteissa raidoitteita, jotka mahdollistavat paremman rakenteen vaakasuuntaisen siirtymän. Rakenteella on säilytettävä riittävä kuormankantokyky, vaikka sen betoniosa olisikin osittain halkeillut ja lohkeillut. Joustavuutta rakenteille on pyritty saamaan seismisten hakojen avulla. Seisminen haka on taivutettu päästään vähintään 135 astetta, ja se on kiinnitetty pääraidoitteeseen. Seismit haat takaavat rakenteen pääraidoitteelle paremman kestävyys säilymisen maanjäristyksen aikana. Myöskin näiden poikkileikkausten pääteräkset voivat altistua tutkimuksessa esitellyille ilmiöille, jos poikkileikkausten haka- tai jakoraidoitteet ovat asetettu yleisien suunnitteluohjeiden vastaisesti. [1]

2.2 Pääraudoituksen stabiliteetti

2.2.1 Jakoraidoituksen vaikutus rakenteen toimintaan

Weltin väitöskirjassa on tutkittu eri tavoin raidoitettujen pilareiden kestävyys. Kuvassa on esitetty pääraidoitteiden nurjahtamien aksiaalisestikuormitetuissa raketeissa. Kyseessä on kaksi erilaista, rakenteen stabiiliuden menettämiseen johtavaa nurjahdustapausta, lokaalinurjahdus ja globaalinurjahdus. [4]

Lokaalissa tapauksessa pääraidoitteen nurjahdus tapahtuu jakoraidoitteiden välissä, ja globaalissa tapauksessa nurjahdus tapahtuu rakenteessa niin, että muodonmuutosta tapahtuu pääraidoitteen lisäksi myös jakoraidoiteissa. [4]



Kuva 6a Hakarautoittamattoman pilarin, raudoituksen nurjahdus. [4]

Kuva 6b Hakarautoitetun pilarin, pystyraudoituksen nurjahdus. [4]

Kuva 6c Keskimääräinen ytimen jännityksen ja venymän suhde [4]

Kuvissa esiteltujen rakenteiden jännitys - venymäkäyrät havainnollistavat rakenteiden pääterästen nurjahduskäyttäytymistä. Käyrällä olevassa ympyröidyssä kohdassa rakenteessa tapahtuu merkittävä lujuuden heikentyminen. Tuolloin pääteräksissä tapahtuu nurjahdus ja rakenteessa oleva jännitys alkaa laskea tämän pisteen jälkeen. Kuvassa hakarautoitteen sisältävän rakenteen NBE käyrän loppuosa ulottuu jonkin verran hakarautoittamattoman rakenteen käyrän oikealle puolelle. Tämä tarkoittaa, että rakenteessa tapahtuu runsaampia muodonmuutoksia kuin viereisessä käyrässä. Vaatimukset täyttävän NBE poikkileikkauksen nurjahduslujuus on hieman suurempi kuin pelkästään pääraudoitetun rakenteen nurjahduslujuus.

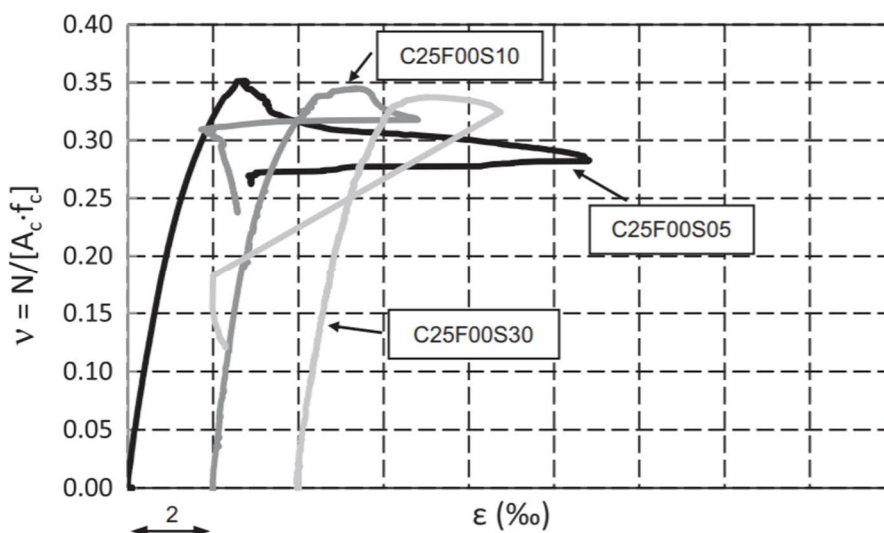
Hakarautoituksen vaikutusta rakenteen normaalivoimakestävyyteen on myös tutkittu Pereiro-Barcelo:n ja Bonet'in tekemässä tutkimuksessa. Heidän suorittama kokeellinen tutkimus perehtyy pääosassa raudoitteen paikalliseen nurjahdukseen ja suojabetonikerroksen lohkeiluun liittyviin ilmiöihin. Hakarautoituksen kestävyyttä on kuitenkin sivuttu tutkimuksessa. [4] [5]

Pereiro-Barcelo:n ja Bonet'in tutkimus käsittelee kuvan 1 kaltaisella poikkileikkauksella toteutettuja yleisesti käytössä olevia betonipilareita. Tutkimuksessa on

raudoitusratkaisuiden lisäksi tutkittu tavallisen- ja kuitubetonin vaikutusta koko rakenteen lujuuteen. Rakenteen poikkileikkaus pysyy tutkimuksessa pääosin samanmuotoisena, vaikka raudoitusmäärät vaihtelevat.

Tutkimuksen yhdessä osassa on esitetty kolmen erilaisen teräsbetonipilarin normalivoimakestävyyksiä kuvaavat käyrät. Kyrät ovat esitetty kuvaajan muodossa. Käyrät ovat nimeltään C25F00S05, C25F00S10 ja C25F00S30. Kuvaajan pystyakselilla on normaalivoiman suhde betonin pinta-alaan ja puristuskestävyyteen. Kuvaajan vaakakselille on sijoitettu rakenteen suhteellinen venymä. [5]

Käyrän nimen alkuosassa oleva C25-yhdistelmä tarkoittaa rakenteessa käytetyn betonin keskimääräistä puristuslujuutta. F00 tarkoittaa kuitupitoisuutta, eli kuvajassa olevissa tapauksissa ei ole käytetty kuituja. S10 tarkoittaa poikittaissuunnassa olevien hakaraudoitteiden jakopituutta senttimetreinä. Eli kuvaajan pilarirakenteilla on samanlaiset pääraudoitteet ja betoniosa, mutta ne eroavat toisistaan hakaraudoitteen jakopituudessa. [5]



Kuva 7 Hakaraudoituksen jakopituuden vaikutus rakenteen nurjahduskestävyyteen. [5]

Kaikki kuvaajassa esitetyt käyrät käyttäytyvät kuormituksen laskuvaiheessa samalla tavalla. Muodonmuutoksia syntyy rakenteessa hitaasti kuormituksen kasvaessa. Eroavaisuuksia rakenteiden käyttäytymisten välillä alkaa esiintyä, kun kuormituksen suuruus on lähes maksimissa.

Poikkileikkauksen S05 käyrä siirtyy kuormituksen loppuvaiheessa voimakkaasti oikealle. Tuolloin poikkileikkaukseen kohdistuva normaalivoima pysyy lähes samana, mutta muodonmuutoksen suuruus kasvaa. Tällainen rakenteen käyttäytyminen kuvaa rakenteen muodonmuutoskykyä ennen lopullista lujuuden menetystä. Toisinaan tätä

kutsutaan rakenteen sitkeydeksi. Muiden poikkileikkausten käyrät eivät siirry yhtä voimakkaasti venymä-akselin suunnassa ennen lopullista lujuuden menetystä. Muilla rakenteilla ei siis ole yhtä hyvää muodonmuutoskykyä kuin ensimmäisellä, joten ne ovat hauraampia rakenteita. [5]

Hakaraudoitteen jakovälin kasvattaminen pienentää pääraudoitteen paikallista nurjahduskestävyyttä ja sitkeyttä. C25F00S05 – poikkileikkauksen hakaraudoitus kykenee estämään pääraudoituksen nurjahduksen, vaikka suojabetonikerroksessa tapahtuukin lohkeilua. Tästä syystä rakenne kestää hieman suurempia aksiaalisia kuormia kuin harvempaan hakaraudoitetut poikkileikkaukset. Muissa poikkileikkauksissa rakenne menettää nopeasti kuormankantokykynsä, kun suojabetonikerros lohkeilee ja pääraudoitteilta katoaa nurjahdustuenta. Betonipeitteen rooli nurjahdustukena on siis paljon merkittävämmässä osassa poikkileikkauksissa S10 ja S30, kuin poikkileikkauksessa S05. [5]

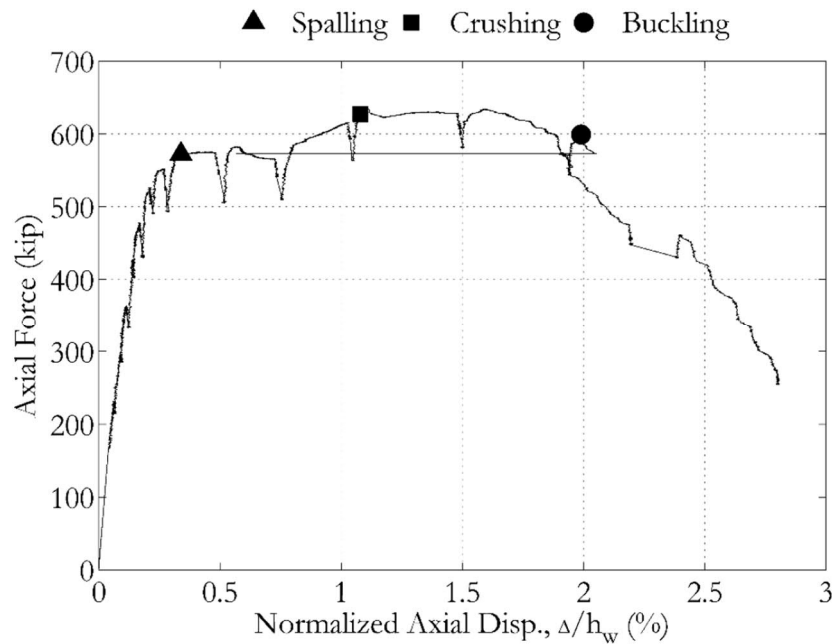
2.2.2 Lohkeilu ja murskautuminen

Betonipeitteen lohkeilulla tarkoitetaan tilannetta, jossa betonirakenteen pinnasta irtoaa tavallista suurempia palasia. Lohkeilevien palasien koolle on määritetty raja-arvo, jonka ylittäessään rakenteen katsotaan lohkeilevan. Irronneen betonikappaleen pinta-alan tulee olla vähintään noin 10 mm^2 , mistä tahansa kappaleen puolelta mitattuna. Lisäksi palan paksuuden tulee ylittää noin 13 mm raja-arvo.

Betonipeitteen lohkeilu tapahtuu arviolta pääraudoituksen kokoonpuristuman arvoilla 0,003 - 0,004. [6]. Toisen arvion mukaan tämä lohkeilu tapahtuu, kun raudoitus on saavuttanut noin 85 % laskennallisesta puristuslujuudestaan. [7]

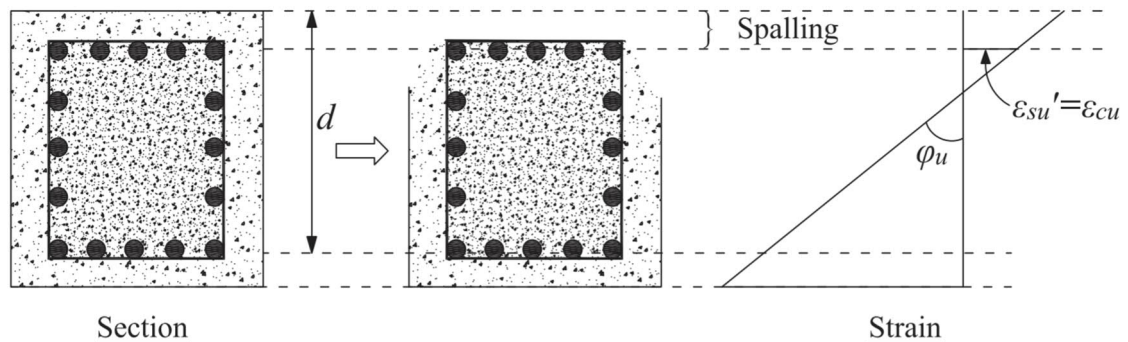
Lohkeilu johtuu yleensä siitä, että lohkeilevaan betonipeitteeseen ei ole sijoitettu rakenteen pituussuuntaisia raudoitteita. Tavallisesti lohkeilun ei katsota kuitenkaan pienentävän poikkileikkauksen tehollista pinta-alaa. Tämä johtuu siitä, että yleensä teholliseksi betonipinta-alaksi mitoitusilanteessa katsotaan uloimpien raudoitteiden sisäpuolelleen rajaama pinta-ala. Esimerkiksi maanjäristysalueilla kyseistä menettelyä tehdään mitoitusvaiheessa jo oletusarvoisesti. Betonin lohkeilu tapahtuu yleensä kuvaillun tehollisen alueen ulkopuolella. [6]

Lohkeilu eroaa betonin murskautumisesta niin, että lohkeilussa vain betonipeite lohkeaa irti ympäröivästä rakenteesta. Vastaavasti betonin murskautumisessa rakenteen sisäpuoliset osat halkeilevat ja murenevat. Betonipoikkileikkauksen sisäosissa tapahtuva murskautuminen pienentää tehollisen poikkileikkauksen pinta-alan suuruutta, sillä murskautuva betonin ydin lukeutuu teholliseen pinta-alaan. [4]



Kuva 8 Lohkeilu ja murskautuminen tapahtuvat ennen raudoitteiden nurjahdusta. [4]

Lohkeilun seurauksena poikkileikkauksen kokonaispinta-ala pienenee. Tämä aiheuttaa poikkileikkauksessa jännitysten uudelleenjakautumista. Poikkileikkauksen jännitysjakauma muuttuu hieman, kun betonin puristetusta alueesta lohkeilee osa pois. Lisäksi tämä aiheuttaa jännityksen suuruuden muutoksia poikkileikkauksessa. Yleensä lohkeilu tapahtuu suojabetonikerroksessa, rakenteen raudoittamattomassa osassa.



Kuva 9 Lohkeilun vaikutus jännitysjakaumaan. [8]

Lohkeaminen nostaa jännitystä pääraudoituksessa kyseisen poikkileikkauksen kohdalla. Normaalisti raudoitetussa poikkileikkauksessa betonikerroksen lohkeilun ei katsota vaikuttavan poikkileikkauksen normaalivoimakestävyyteen. Jakoraidoitteiden tehtävänä on estää pääraudoitteita nurjahtamasta, ja normaalissa tilanteessa ne hoitavatkin tämän tehtävän. [8] Tilanne muuttuu kriittiseksi, jos rakenteesta puuttuu jakoraidoitteet. Tällöin pääraudoitteet pääsevät nurjahtamaan vapaasti, kun niiden ainoa poikittaissuuntainen tuki, betonipeite lohkeilee pois.

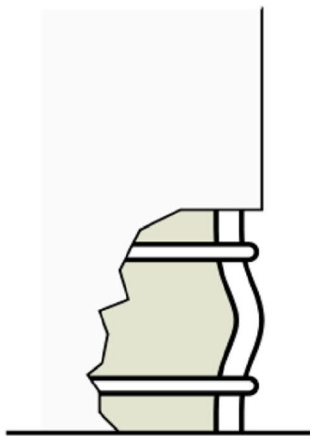
Lohkeilun ja rakenteen nurjahduksen jälkeen rakenteessa voi tapahtua sen ytimen murskautumien. Murskautuessaan rakenteen betoniosa menettää nopeasti kuormankantokykynsä. Betonin murskautuminen tapahtuu nimenomaan puristuslujuuden ylittyessä, rakenteen sisäosissa.

Murskautuminen tapahtuu siis rakenteessa viimeisenä. Sitä ennen rakenne voi menettää lujuuttaan, betonin pinnan lohkeilun tai pääteräksissä tapahtuvan nurjahduksen myötä. Rakenteen ytimen betoniosan murskautumisen myötä koko rakenne menettää kuormituskestävyyden nopeasti. Ytimen murskautuminen on siis rakenteen kestävyyskannalta lopullinen ilmiö.

2.2.3 Raudoituksen lokaali nurjahdus

Raudoituksen lokaaliksi nurjahdukseksi kutsutaan rakenteen pääraudoituksen stabiliteetin menettämistä jakorautoitteiden välissä. Jakorautoitteiden ajatellaan lokaalissa tarkastelussa olevan niin jäykkiä, tai niin hyvin kiinnittyneinä ympäröivään rakenteeseen, että rakenne menettää paikallisesti stabiliteettinsa lokaalin nurjahduksen muodossa.

Lokaalia nurjahdusta mukaileva rakenteen stabiliteetin menetys voi tapahtua myöskin rakenteessa pidemmällä matkalla, jos jakorautoitteiden jakoväli on erittäin pitkä. Nurjahduspituuteen vaikuttaa siis olennaisesti jakorautoitteiden välinen keskinäinen etäisyys. Pääraudoituksen paikallinen nurjahdus voi esiintyä puristetuissa teräsbetonirakenteissa esimerkiksi kuvien osoittamalla tavalla [6]:

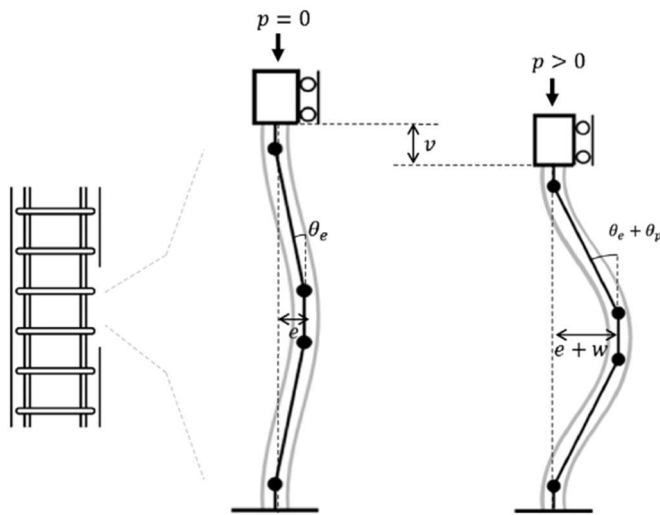


Kuva 10 Raudoituksen paikallisen nurjahduksen. [6]

Paikallista nurjahdusta voidaan tutkia mm. Massonen, Moroderin ja Lacanzen tekemien teorioiden pohjalta. Useat tutkijat määrittävät kriittisen kuorman rakenteeseen varastoituneen energian avulla. Tällainen malli olettaa, että raudoitteen taipuessa muodonmuutos on sinimuotoista koko tangon nurjahduspituudella.

Perinteisissä globaalia nurjahdustapaa käsittelevissä laskentamenetelmissä oletetaan, että jakoraidoitteita on simuloitu jousilla, joiden jäykkyys on nolla nurjahduspituuden keskiosassa. Muualla kuin rakenteen keskiosassa jousille on oletettu suurempi jäykkyys. Pääraudoitteiden jäykkyys on määritetty niin, että ne toimivat kimmoisen alueen ulkopuolella.

Lacazen tapa eroaa kuitenkin perinteisistä laskentatavoista. Lokaalissa nurjahdusmallissa solmun sisäiset voimat määräytyvät aksiaalisen rasituksen ja kaarevuuden perusteella rakenteen puolivälissä. [6]. Analyttisessä tutkinnassa rakenne jaetaan osiin neljän solmukohdan avulla. Käytettävässä rakennemallissa tanko pääsee liikkumaan vapaasti pystysuunnassa sitä kuormitettaessa. Poikittaissuuntaiset siirtymät tapahtuvat rakenteen solmukohdissa. Solmukohdat sijaitsevat symmetrisesti maksimimomenttiin ja alkukaarevuuteen nähden.



Kuva 11 Alkusiirtymä huomioidaan paikallisen nurjahduksen laskennassa. [6]

missä

p = pistekuorma

θ_e = solmun alkukiertymä

θ_p = kuormituksesta johtuva solmun kiertymä

e = alkuepäkeskisyys

w = kuormituksesta aiheutuva vaakasiirtymä

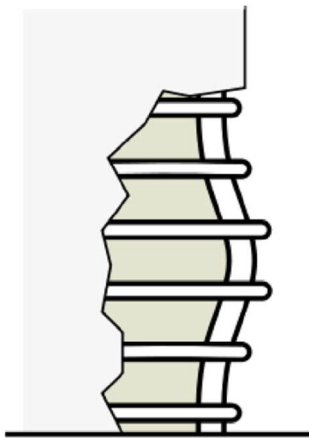
v = pystysiirtymä

Kuvassa on havainnollistettu paikallisen nurjahduksen tapahtumista, rakennetta kuormitettaessa. Paikallinen nurjahdus tapahtuu kuvan mukaisesti pääraudoitteessa, jakoraidoitteiden välissä.

Rakenteella on pieni alkusiirtymä e ennen kuorman p lisäystä. Rakenteessa ei kuitenkaan esiinny jäännösjännityksiä, vaikka rakenteessa onkin poikittaissuuntainen siirtymä. Toisin sanoen rakenne ei ole taipunut kuormituksen seurauksena, vaan sillä on luontainen käyristymä. Aksiaalisen kuormituksen alussa solmuissa olevat kuormat ja momentti ovat siis nolliä. Kun rakennetta aletaan kuormittaa, kuormien ja momentin suuruus nivelissä alkaa kasvaa. [6]

2.2.4 Raudoituksen globaali nurjahdus

Globaalilla nurjahduksella tarkoitetaan stabiliteetin menetyksen muotoa, mikä tapahtuu jakoraudoitettu teräsbetonirakenteelle. Nurjahdukseen osallistuu rakenteen pääterästen lisäksi myöskin jakoteräksiä. Globaalissa nurjahduksessa rakenteen pääraudoitteeseen muodostuu siirtymiä pituussuuntaisen siirtymisen lisäksi, myöskin sivusuunnassa. Rakenteen jakorauditus jatkaa pääraudoituksen nurjahduspituutta ja estää näin edellisessä kappaleessa esitetyn pääraudoitteen paikallisen nurjahtamisen. Globaali nurjahdus venyttää useampaa jakoraudoitetta ja muodostuu rakenteessa pidemmälle matkalle kuin paikallinen nurjahdus. Tässä nurjahdusmuodossa myös betoniin syntyy muodonmuutoksia, mikä aiheuttaa pääraudoitteelle lisää vaakarasiuksia. [6]



Kuva 12 Raudoituksen globaali nurjahdus [6]

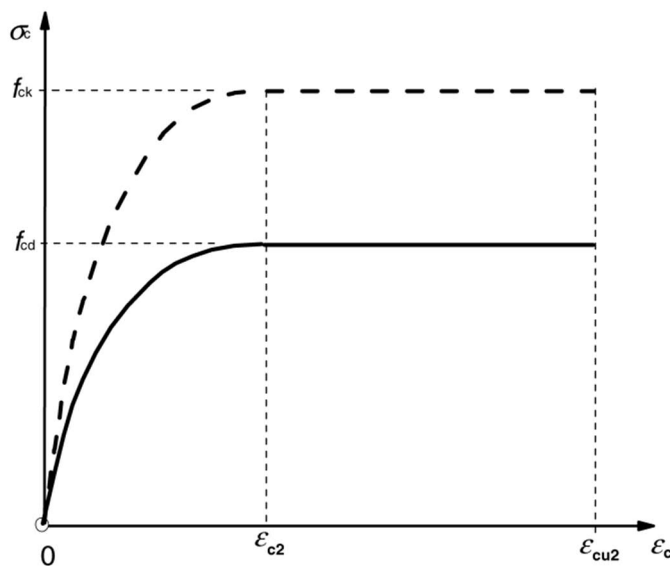
Betonin vaakasuuntaiset muodonmuutokset aiheuttavat jakoraudoitteille suuria rasiuksia. Betonin muodonmuutokset eivät kuitenkaan ole niin massiivisia, että ne riittäisivät myötölujittamaan jakoraudoitetta. Ne kuitenkin aiheuttavat jakoraudoitteelle paljon muodonmuutoksia.

3. LASKENTAMENETELMÄT

3.1 Betoniseinien puristuskestävyys eurokoodissa

3.1.1 Betonin puristuslujuus

Betonin käyttäytymistä puristusrasituksen alaisena kuvataan jännityksen ja muodonmuutoksen avulla. Jännityksen muuttuminen rakenteessa vaikuttaa myöskin rakenteessa tapahtuviin muodonmuutoksiin. Näiden tekijöiden välistä yhteyttä on kuvattu standardissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC seuraavalla kaaviolla:



Kuva 13 Jännitys-muodonmuutoskuvaaja [2]. s.36

Kaaviossa pystyakselilla ovat betonin puristuslujuus f_{ck} ja betonin mitoituslujuus f_{cd} . Vaaka-akselilla ovat betonin muodonmuutos ϵ_{c2} ja betonin murtopuristuma ϵ_{cu2} . Betonin murtopuristuma kuvaa tilannetta, jossa betonin puristuslujuus saavuttaa maksimiarvonsa [2]. Betonin puristuslujuudelle määritetään f_{ck} mitoitusarvo kaavalla:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c \quad (1)$$

missä

α_{cc} = puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin

γ_c = betonin osavarmuusluku

Kansallisessa liitteessä kertoimelle α_{cc} on määritetty arvoksi 0,85 [2]. Betonin osavarmuusluvulle γ_c Suomessa käytetään yleensä arvoa 1,5. [2] Materiaaleille käytettyjä osavarmuuslukuja on esitelty seuraavassa taulukossa.

Taulukko 1 Osavarmuusluvut [2].

| Mitoitustilanteet | Betonin γ_c | Betoniteräksen γ_s | Jänneteräksen γ_s |
|--------------------------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Normaalisti vallitseva ja tilapäinen | 1,5 | 1,15 | 1,15 |
| Onnettomuus | 1,2 | 1,0 | 1,0 |

Betonin vetolujuuden mitoitusarvon f_{ctd} laskennassa huomioidaan vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät kertoimella α_{ct} . Pitkäaikaistekijälle α_{ct} on eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC suositusarvo 1:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (2)$$

missä

α_{ct} = Vetolujuuteen vaikuttava pitkäaikaistekijä

$f_{ctk,0,05}$ = Betonin vetokestävyys

Käytettävien betonilaatujen ominaisuudet on koottu standardissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC taulukkoon. Taulukossa betonilaadut on jaoteltu niiden puristuskestävyyksien f_{ck} mukaan eri sarakkeisiin. Betonin kuutiolujuus $f_{ck,cube}$ on suurempi kuin betonin lieriölujuus f_{ck} . Laskelmissa yleensä käytetään betonin puristuslujuudelle sen lieriölujuutta f_{ck} . [2]

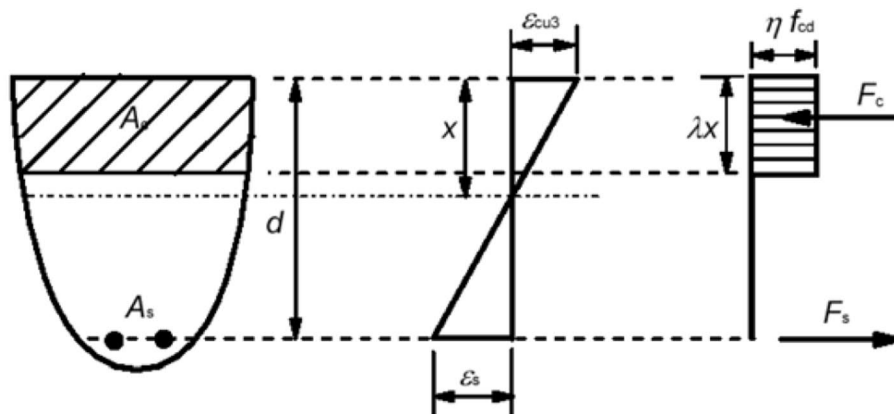
Taulukko 2 Betonilaatujen lujuusominaisuudet [2].

| Betonin lujuusluokka | | | | | | | | | | | | | | | Analyttinen yhteys/viittaus |
|-----------------------|------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|------|-----|------|-----|-----|--|
| f_{ck} (MPa) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | |
| $f_{ck, cube}$ (MPa) | 15 | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | 67 | 75 | 85 | 95 | 105 | |
| f_{cm} (MPa) | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) |
| f_{ctm} (MPa) | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | 4,2 | 4,4 | 4,6 | 4,8 | 5,0 | $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$ |
| $f_{ctk, 0,05}$ (MPa) | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 3,0 | 3,1 | 3,2 | 3,4 | 3,5 | $f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili |
| $f_{ctk, 0,95}$ (MPa) | 2,0 | 2,5 | 2,9 | 3,3 | 3,8 | 4,2 | 4,6 | 4,9 | 5,3 | 5,5 | 5,7 | 6,0 | 6,3 | 6,6 | $f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili |
| E_{cm} (GPa) | 27 | 29 | 30 | 31 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 41 | 42 | 44 | $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} MPa) |
| ϵ_{c1} (‰) | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 2,1 | 2,2 | 2,25 | 2,3 | 2,4 | 2,45 | 2,5 | 2,6 | 2,7 | 2,8 | 2,8 | ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ |
| ϵ_{cu1} (‰) | 3,5 | | | | | | | | | 3,2 | 3,0 | 2,8 | 2,8 | 2,8 | ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$ |
| ϵ_{c2} (‰) | 2,0 | | | | | | | | | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 | 2,6 | ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ |
| ϵ_{cu2} (‰) | 3,5 | | | | | | | | | 3,1 | 2,9 | 2,7 | 2,6 | 2,6 | ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$ |
| n | 2,0 | | | | | | | | | 1,75 | 1,6 | 1,45 | 1,4 | 1,4 | ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$ |
| ϵ_{c3} (‰) | 1,75 | | | | | | | | | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 2,2 | 2,3 | ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$ |
| ϵ_{cu3} (‰) | 3,5 | | | | | | | | | 3,1 | 2,9 | 2,7 | 2,6 | 2,6 | ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$ |

Taivutetuissa teräsbetonirakenteissa jännitys jakauman neutraaliakselin yläpuolella on puristusrasitusta ja alapuolella on vetorasitusta. Rakenteen vedetyssä osassa sijaitsevat raudotteet ottavat vastaan suurimman osan vetojännityksistä, sillä betonin

vetokestävyys $f_{ctk,0,05}$ on hyvin pieni, raudoitteiden vastaavaan kestävyYTEEN verrattuna. Tässä tapauksessa rakenteen betoniosa halkeilee vetorasituksen alla ja raudoitteet ottavat vastaan vetorasituksen. Puristuspuolella rakenteen betoniosa ottaa ensisijaisesti puristusrasituksen vastaan. Kuormituksen kasvaessa riittävän suureksi, betoniteräksiset alkavat ottaa vastaan myös puristuspuolen rasituksia. [2]

Jännitykset jakautuvat taivutetuissa rakenteissa neutraaliakselin avulla niin, että akselin toisella puolella rakenne on vetorasitettu ja toisella puolella puristusrasitettu. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC mukaan puristetun alueen pinta-alaa tulee redusoida hieman pienemmäksi kuvassa näkyvien kertoimien mukaan [2].



Kuva 14 Puristusrasitetun rakenteen toimintaperiaate eurokoodissa. [2]

missä

$$\lambda = 0,8 \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Raudoitteissa vaikuttavan voiman resultantin mukainen rasitus kohdistuu puristuspuolella olevaan betoniin. Virheellisesti raudoitetussa rakenteessa tällainen tilanne voi olla mahdollinen, jos rakenteen toiselta puolelta puuttuvat raudoitusteräksiset. [2]

3.1.2 Raudoittamattoman betoniseinän puristuslujuus

Eurokoodissa on esitelty hoikkaa raudoittamatonta seinärakennetta koskeva mitoitusmenetelmä, jolla voidaan selvittää normaalivoiman kestävyYDEN mitoitusarvo seinärakenteelle. Normaalivoimakestävyys N_{Rd} seinärakenteelle lasketaan seuraavan kaavan avulla:

$$N_{Rd} = b * h_w * f_{cd,pl} * \Phi \quad (3)$$

missä

b = poikkileikkauksen leveys

h_w = seinän kokonaispaksuus

Φ = Epäkeskisyyden huomioiva kerroin

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

$$\Phi = 1,14 * \left(1 - 2 * \frac{e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 * \frac{l_0}{h_w} \leq \left(1 - 2 * \frac{e_{tot}}{h_w}\right) \quad (5)$$

Edellä esitettyssä raudoittamattoman seinän kaavan sisältämän kertoimen Φ kaavassa on havaittu virhe. Kaava ei huomioi viruman vaikutuksia, vaikka niin eurokoodissa väitetään. Virheen myötä kansallisessa liitteessä suositellaankin käytettäväksi seuraavaa kaavaa kertoimen määrittämiseksi jäykistetyissä rakenteissa. Suositus on voimassa eurokoodin korjauksen aikana [9] [2]:

$$\Phi = \frac{1 - 2,4 * \left(\frac{e_{tot}}{h_w}\right)}{1 + 0,07 * \left(\frac{l_0}{h_w}\right)^2 * \left(0,1 + \frac{e_{tot}}{h_w}\right) * (0,8 + \varphi_{ef}) * \left(\frac{f_{ck}}{30}\right)^{0,7}} \quad (6)$$

missä

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad (7)$$

missä

e_0 = ensimmäisen luvun epäkeskisyys, seinille oletetaan $h/30$ tai vähintään 20 mm

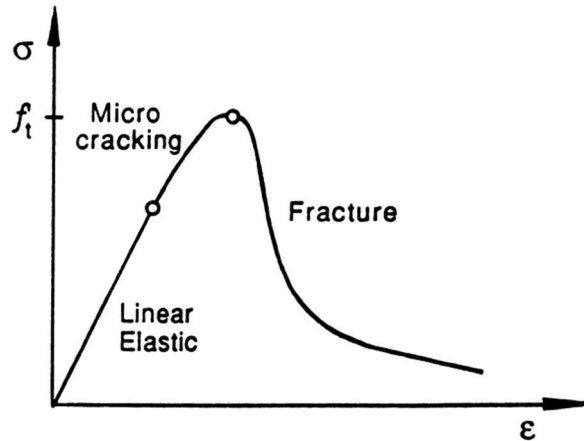
e_i = lisäepäkeskisyys, seinille oletetaan $l_0/400$

φ_{ef} = Määrittää tässä työssä nimellisen kaarevuuteen perustuvan menetelmän yhteydessä

Raudoittamattomalle seinälle arvioidaan normaalivoimakestävyys tilapäisellä kaavalla, joka on käyräsovitus yleisellä menetelmällä arvioiduista kaavasta. Kaava poikkeaa hieman eurokoodissa esitellystä virheellisestä kaavasta [9]

3.1.3 Betonin vetolujuus ja rakenneosa vetokestävyys

Betonin vetokestävyys on huomattavasti pienempi kuin sen puristuskestävyys. Betonin käyttäytyminen vetorasituksen alla eroaa tästä syystä sen käyttäytymisestä puristusrasitettuna. Vetorasituksessa betoniin ei tule pysyviä muodonmuutoksia niin pitkään aikaan, kun jännitykset pysyvät alle 60 % maksimivetokestävyydestä. Tuolloin teoriassa betoni toimii elastisesti ja lineaarisesti, joten muodonmuutokset ovat palautuvia.



Kuva 15 Vedetyn betonin jännitys - venymä kuvaaja. [10]

Kuormituksen kasvaessa betoniin alkaa syntyä kiihtyvällä tahdilla mikro-halkeamia. Tämä aiheuttaa betoniin pysyviä muodonmuutoksia ja sen tilavuuden kasvua. Kun betoni saavuttaa vetolujuuden maksimi-arvon, se menettää nopeasti sen jälkeen vetolujuutensa. Betoni on vetorasitettuna hyvin hauras rakenne. Betonin vetokestävyyttä on vertailtu alla olevassa taulukossa sen puristuskestävyyden kanssa.

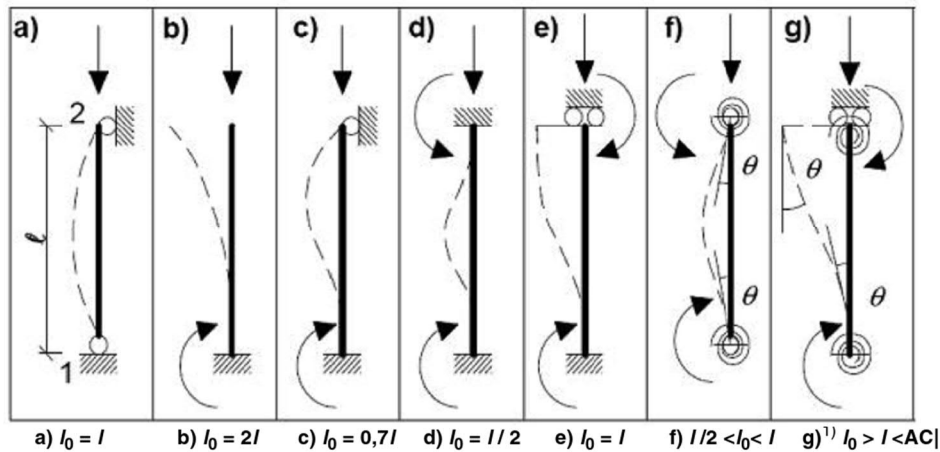
Taulukko 3 Betonin veto- ja puristuskestävyyksien vertailua.

| Betonin lujuusluokka | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| f_{ck} (MPa) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| $f_{ck, cube}$ (MPa) | 15 | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | 67 | 75 | 85 | 95 | 105 |
| f_{cm} (MPa) | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 |
| f_{ctm} (MPa) | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | 4,2 | 4,4 | 4,6 | 4,8 | 5,0 |

Taulukon ylimmäiseltä riviltä nähdään betonin puristuskestävyyden arvot. Alimmaisella rivillä taulukossa on vastaavasti kyseistä betonintyyppiä vastaavat vetokestävyyden arvot. Edellä olevasta taulukosta nähdään, että eroavaisuus veto- ja puristuskestävyyksien välillä on suuri.

3.1.4 Eulerin nurjahdus, hoikkuus ja toisen kertaluvun raja-arvo

Teräsbetoniseinissä ja -pilareissa oleva rauditus koostuu yleensä, rakenteen pituudensuuntaisista pääteräksistä ja niitä vastaan kohtisuorassa olevista jakoteräksistä. Puristetut sauvamaiset rakenteet ovat alttiita nurjahdukselle ilman nurjahdustuenta. Yksi sauvojen nurjahdusmuotoja arvioiva menetelmä on Eulerin nurjahdus-menetelmä. Kyseisessä menetelmässä arvioidaan sauvoille nurjahduskestävyyksiä Eulerin nurjahdusmuotoja hyödyntäen. Sauvojen nurjahduspituuteen l_0 vaikuttaa olennaisesti sauvan kiinnitystapa liittyviin rakenteisiin [2].



Kuva 16 Kiinnitystavan vaikutus nurjahduspituuteen [2].

Yllä olevat a-e -nurjahdusmuodot perustuvat Eulerin nurjahdustapauksiin. Nämä tapaukset pätevät kimmoteorian mukaisesti toimivissa erillissauvoissa. Nurjahduspituus l_0 on ilmoitettu kuvassa yleisille nurjahdustapauksille. Sauvan nurjahduskuorma P_{kr} selvitetään Eulerin nurjahduskaavan avulla:

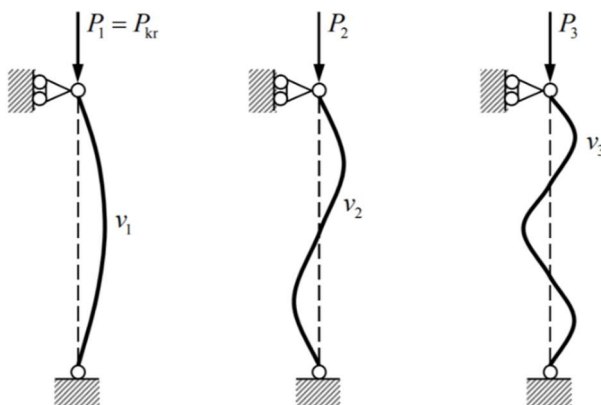
$$P_{kr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_0^2} \quad (8)$$

missä

E = materiaalin kimmokerroin

I = poikkileikkauksen neliömomentti

Jos nurjahduksen tapahtuminen estetään nurjahduspituuden puolesta välistä, sauva alkaa kestämään suurempaa akisaalista kuormaa P_2 . Kun tämänkin nurjahduksen tapahtuminen estetään, niin sauvan nurjahduskuorma kasvaa vielä lisää arvoon P_3 [11].



Kuva 17 Kuormitustapauksen (a) nurjahdusmuodot [11]

Nurjahduskuormia vastaavat nurjahdusmuodot ovat esitelty, edellä olevassa kuvassa. Nurjahdusmuotoja v_2 ja v_3 vastaavat nurjahduskuormat lasketaan seuraavien kaavojen mukaisesti:

$$P_2 = 4 * \frac{\pi^2 * E * I}{l_0^2} \quad (9)$$

$$P_3 = 9 * \frac{\pi^2 * E * I}{l_0^2} \quad (10)$$

Raudoitustangon nurjahduspituuteen voidaan vaikuttaa esimerkiksi tankoa vastaan kohtisuorilla jakoteräksillä. Nämä tangot tukevat terästä ja näin vaikeuttavat nurjahduksen tapahtumista. Sauvan nurjahduskestävyyden laskentaa varten määritetään rakenteelle hoikkuusluku λ [2] [12]:

$$\lambda = l_0 / i \quad (11)$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyys säde i määritetään suorakaidepoikkileikkaukselle kaavalla:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (12)$$

missä

λ = hoikkuus

i = jäyhyys säde

h = rakenteen korkeus

Seinämaisille rakenteille nurjahduspituuden l_0 määrittäminen toteutetaan hieman eri tavalla, kuin pilarimaisille rakenteille. Hoikkuuden λ lausekkeessa esiintyvä nurjahduspituus l_0 määritetään seinämaiselle rakenteelle kaavalla:

$$l_0 = \beta * l_w \quad (13)$$

missä

β = tukiehdoista riippuva kerroin

l_w = rakenneosan vapaa pituusmitta

Seinän kiinnitystapa vaikuttaa kertoimen β suuruuteen. Taulukossa on annettu kertoimelle β -arvot tilanteissa joissa, seinä on kiinnitetty kahdelta, kolmelta tai neljältä sivulta. Seinillä kerroin β vaihtelee arvojen 1 ja 0 välillä seinän kiinnitystavasta riippuen:

Taulukko 4 Kertoimen β arvot [2].

| Poikittaissiirtymä estetty | Kaavio | Kaava | Kerroin β | |
|----------------------------|--------|---|---|---------|
| kahdella reunalla | | | $\beta = 1,0$ kaikilla suhteen l_w/b arvoilla | |
| kolmella reunalla | | $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$ | b/l_w | β |
| neljällä reunalla | | $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ | 0,2 | 0,26 |
| | | | 0,4 | 0,59 |
| | | $\beta = \frac{b}{2l_w}$ | 0,6 | 0,76 |
| | | | 0,8 | 0,85 |
| | | $\beta = \frac{b}{2l_w}$ | 1,0 | 0,90 |
| | | | 1,5 | 0,95 |
| | | $\beta = \frac{b}{2l_w}$ | 2,0 | 0,97 |
| | | | 5,0 | 1,00 |

(A) – Väliopijalaatta

(B) – Vapaa reuna

(C) – Poikittainen seinä

Kun rakenteelle on selvitetty hoikkuus λ , voidaan selvittää mahdolliset toisen kertaluvun vaikutukset. Toisen kertaluvun vaikutuksilla tarkoitetaan, esimerkiksi rakenteen geometrisesta epälineaarisuudesta johtuvia vaikutuksia. [2]

Toisen kertaluvun vaikutukset tulee ottaa huomioon, silloin kun ne vaikuttavat olennaisesti rakenteen toimintaan. Tällaisia rakenteita ovat esimerkiksi pilari- ja seinärakenteet. Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse huomioida, jos niiden suuruus on alle 10 % ensimmäisen kertaluvun rasituksista tai hoikkuus on pienempi kuin raja-arvo λ_{lim} . Raja-arvo λ_{lim} määritetään kaavalla [2]:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad (14)$$

missä

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \quad (15)$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \quad (16)$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (17)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (18)$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (19)$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (20)$$

missä

φ_{ef} = viruma

ω = mekaaninen raudoitusssuhde

n = suhteellinen normaalivoima

r_m = rakenteen päätemomenttien suhde

A_s = raudoituksen kokonaispinta-ala

A_c = betonipoikkileikkauksen kokonaispinta-ala

f_{yd} = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

M_{01} = Ensimmäisen kertaluvun pienempi päätemomentti

M_{02} = Ensimmäisen kertaluvun suurempi päätemomentti

Jos hoikkeuden λ arvo ylittää raja-arvon λ_{lim} , toisen kertaluvun aiheuttamat rasitukset on huomioitava rakenteen mitoituksessa. Seuraavissa kappaleissa käsiteltävät laskentamenetelmät huomioivat toisen kertaluvun vaikutukset.

3.1.5 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Tämä laskentamenetelmä perustuu toisen kertaluvun analyysiin. Menetelmällä saadaan selvitettyä rakenteen taipumaan perustuva lisämomentti M_2 . Tämä lisämomentti M_2 summataan ensimmäisen kertaluvun tarkastelusta saatuun momenttiin M_{0Ed} . Näin saadaan rakenteen mitoittava taivutusmomentti M_{Ed} . Tämä mitoituskeino sopii hyvin puristettujen ja taivutettujen rakenteiden mitoitukseen. [2]

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (21)$$

missä

$$M_2 = N_{Ed} * e_2 \quad (22)$$

missä

M_{0Ed} = taivutusmomentti murtorajatilassa

M_2 = nimellinen lisämomentti

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

e_2 = taipuma

$$e_2 = \frac{1}{r} * \frac{l_0^2}{c} \quad (23)$$

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0} \quad (24)$$

missä

$\frac{1}{r}$ = kaarevuus

c = kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin

K_r = korjauskerroin

K_φ = virumisen huomioiva kerroin

Kokonaiskaarevuuden kertoimelle c käytetään yleensä arvoa π^2 , jos poikkileikkaus on rakenteessa vakio. Jos taas momentti on vakiosuuruinen ensimmäisen kertaluvun laskennassa, niin käytetään arvoa 8. Lisäksi rakenteelle, jolla on muuttumaton symmetrinen poikkileikkaus, voidaan käyttää seuraavaa menetelmää [2]:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{(0,45*d)} \quad (25)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (26)$$

missä

d = tehollinen korkeus

ε_{yd} = venymää kuvaava kerroin

E_s = raudoituksen kimmokertoimen mitoitusarvo

Kertoimen K_r kaavassa, voidaan käyttää arvolle n_{bal} arvoa 0,4 [2]:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (27)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} \quad (28)$$

$$n_u = 1 + \omega \quad (29)$$

missä

n_{bal} = suhteellisen normaalivoiman n arvo, kun taivutuskestävyys on maksimissa

n = suhteellinen normaalivoima

n_u = raudoitussuhteen sisältävä kerroin

$$K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} \geq 1 \quad (30)$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \lambda/150 \quad (31)$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * M_{0Ep}/M_{0Ed} \quad (32)$$

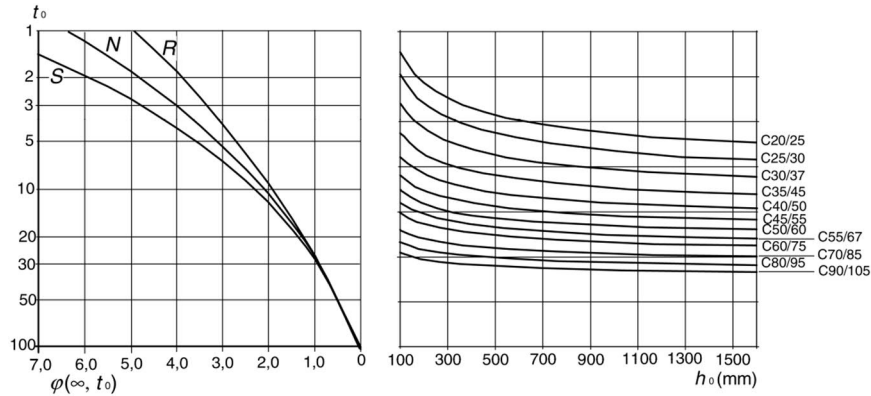
missä

$\varphi(\infty, t_0)$ = virumaluvun loppuarvo (EC 2, 3.1.4)

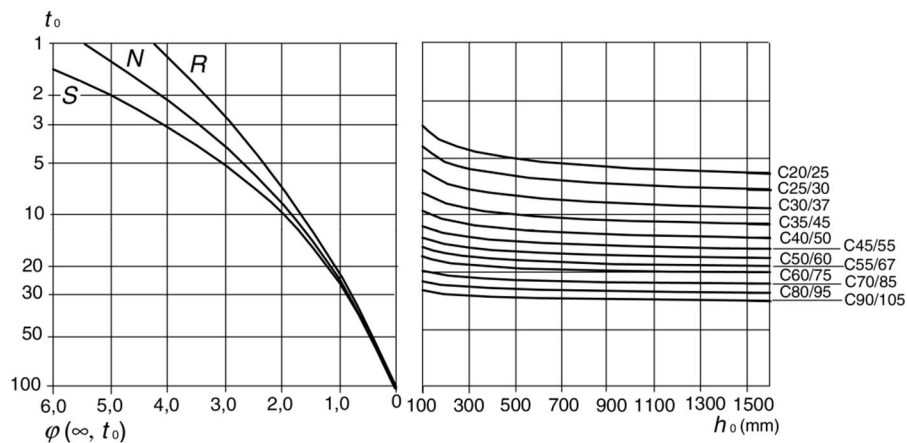
M_{0Ep} = taivutusmomentti käyttörajatilassa, kuormien pitkäaikaisyhdistelmien vaikutta-
essa

M_{0Ed} = taivutusmomentti murtorajatilassa [2]

Virumisaste määritetään seuraavien kuvien perusteella. Kuvissa näkyvät merkinnät S, N, ja R kuvaavat rakenteessa käytettäviä erilaisia sementtityyppejä. Tyyppiin R kuuluvat esimerkiksi sementtityypit: CEM 42,5 R, CEM 52,5 sekä CEM 52,5. Tyyppiin N kuuluvat CEM 32,5 R sekä CEM 42,5 N sementit. Tyyppiin S kuuluu CEM 32,5 N sementti [2].



Kuva 18 Sisätilojen virumaluvun määritystaulukko rH 50% [2].



Kuva 19 Ulkotilojen virumaluvun määritystaulukko rH 80% [2].

Kuvissa oleva t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa. Seuraavassa kaavassa määritetään käytettävälle poikkileikkaukselle muunnettu paksuus h_0 [2].

$$h_0 = 2 * A_c / u \quad (33)$$

missä

u = sen betonipoikkileikkauksen piirin pituus, josta kuivumista voi tapahtua

h_0 = poikkileikkauksen muunnettu paksuus

Pilarin mitoitukseen on toinenkin menetelmä standardissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, joka ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutukset. Kyseinen Momentin suurennusmenetelmä sopii pilareiden ja seinien lisäksi myös taivutettujen ja puristettujen vaakasuuntaisten rakenteiden mitoitukseen.

3.1.6 Momentin suurennusmenetelmä

Tämä menetelmä huomioi molemmat ensimmäisen- ja toisen kertaluvun menetelmistä tulevat momentit, joista saadaan yksi kokonaisuutta kuvaava, rakenteen mitoittava taivutusmomentti [13]:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \quad (34)$$

missä

N_B = nimellisjäykkyyttä vastaava nurjahduskuorma

Nimellisjäykkyyden kaavaa voidaan käyttää puristettujen, hoikkien rakenteiden nimellisjäykkyyden määrittämiseen. Rakenteilla voi olla mielivaltainen poikkileikkaus [2]:

$$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s \quad (35)$$

missä

$$K_s = 1 \text{ jos } \rho \geq 0,002 \quad (36)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (37)$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2} \quad (38)$$

$$K_c = \frac{k_1 * k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (39)$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (40)$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed} * \lambda}{A_c * f_{cd} * 170} \leq 0,2 \quad (41)$$

missä

I_c = betonipoikkileikkauksen neliömomentti

I_s = raudoituksen neliömomentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen

E_{cm} = betonin kimmokerroin

E_s = betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo

ρ = geometrinen raudoitussuhde

K_c = halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin

k_1 = tartuntaolosuhteita kuvaava kerroin (harjateräksellä 0,8)

k_2 = venymäjakauman huomioiva kerroin (taivutukselle 0,5 ja vedolle 1). [13] ja [2]

Tämä laskentamenetelmä ottaa huomioon kertoimen K_c avulla, rakenteessa tapahtuvan virumisen, halkeilun ja materiaalin epälineaarisuuden vaikutukset kokonaistoimintaan.

Lisäksi menetelmällä voidaan tarkastella myös liittyviä rakenteita kuten perustuksia, laattoja ja palkkeja. [2]

3.1.7 Raudoituksen raja-arvot ja mitoitus

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC on määritetty pääraudoituksen määrälle minimi pinta-ala $A_{s,min}$. Raudoituksen määrän suositusarvoksi standardissa annetaan $0,002 * A_c$. Raudoituksen minimi pinta-alan mitoittaessa rakenteen, jaetaan rakenteessa olevat pääteräksset tasan molemmille pinnoille. Pääraudoitteen maksimi pinta-alalle $A_{s,vmax}$ eurokoodi antaa suositusarvoksi $0,04 * A_c$ [2]. Lisäksi pääteräksille on määrätty eurokoodissa maksimi jakoväli, joilla ne voivat sijaita. Tämä maksimijakopituus saa olla enintään kolminkertaisesti seinän paksuuden verran tai 400 mm. Näistä valitaan pienempi arvo ja se määrittää pääraudoituksen jakopituuden maksimiarvon [2].

Eurokoodin suositusarvojen lisäksi rauditusmäärille voi olla lisämääräyksiä maan kansallisessa liitteessä. Tässä tapauksessa Suomen kansallisessa liitteessä on todettu, että seinän pääraudoituksen maksimipinta-ala $A_{s,max}$ on $0,06 * A_c$. Minimipinta-alalle kansallisessa liitteessä ei ole lisämääritteitä [2] [9].

Seinän pääraudoitus mitoitetaan pilarien pääraudoitteille eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1+A1+AC luodun ohjeistuksen perusteella. Eurokoodissa suositellaan pääraudoitteen minimihalkaisijaksi 8 millimetriä ja puristettujen betonirakenteiden puristusvoiman vähimmäisepäkeskisyydeksi e_0 , $h/30$ tai vähintään 20 mm. [2] Betonirakenteen pääteräksille saadaan vähimmäispinta-ala $A_{s,vmin}$ kaavalla: [2]

$$A_{s,vmin} = \frac{0,10 * N_{ed}}{f_{yd}} \quad (42)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (43)$$

missä

$A_{s,min}$ = pääraudoitteen vähimmäispinta-ala

f_{yd} = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [13]

f_{yk} = betoniteräksen myötölujuus

Kun rakenne altistuu puhtaan puristusrasituksen lisäksi taivutusrasitukselle, tilanne muuttuu monimutkaisemmaksi. Näiden kahden rasitusmuodon yhteisvaikusta kuvaamaan on luotu alla oleva yhteisvaikutusdiagrammi. Käyrästön pystyakselilla on kaava suhteelliselle normaalivoimalle v :

$$v = \frac{N_{Ed}}{b * h * f_{cd}} \quad (44)$$

missä

b = rakenteen leveys

Teräksen poikkipinta-alan laskentaa varten johdetaan kaavat:

$$\frac{A_{sN}}{2} = \frac{(N_{Ed} - f_{cd} * b * d_c)}{\sigma_{sc} - \sigma_{st}} \quad (45)$$

$$\frac{A_{sM}}{2} = \frac{\left[M - f_{cd} * b * d_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{d_c}{2} \right) \right]}{\left(\frac{h}{2} - d_2 \right) * (\sigma_{sc} - \sigma_{st})} \quad (46)$$

missä

A_{sN} = normaalivoimasta johtuvan raudoituksen poikkipinta-ala

A_{sM} = momentista aiheutuva raudoituksen pinta-ala

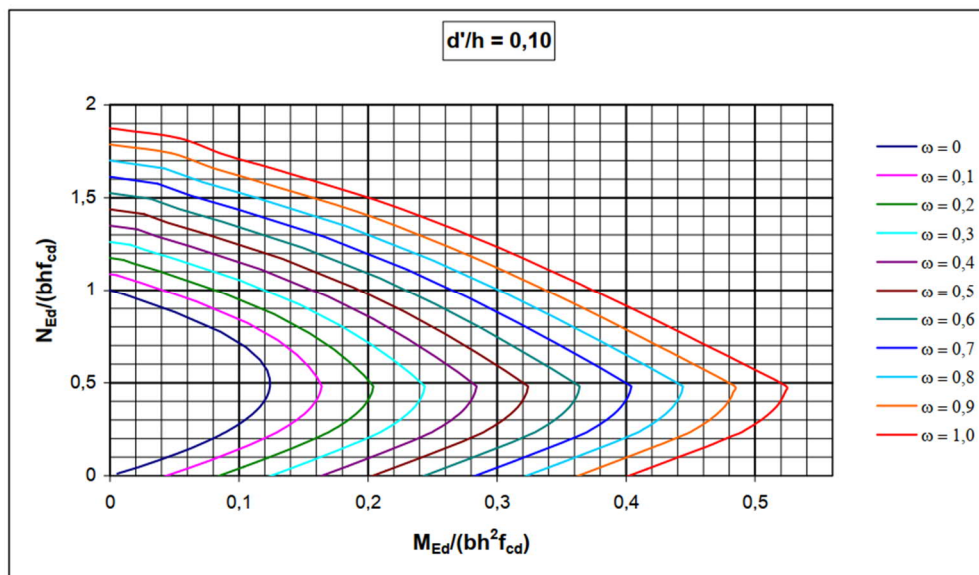
$\sigma_{sc/st}$ = puristus-/vetoraudoituksen jännitys

d_c = puristuspinnan tehollinen korkeus

x = puristuspinnan korkeus

Kaavat voidaan ratkaista vain iteroimalla, jolloin tarvitaan yhteisvaikutusdiagrammia raudoitemäärän selvittämiseen. Yhteisvaikutusdiagrammissa pilarin normaalivoima- ja taivutusmomenttikestävyyttä on kuvattu suhteellisilla arvoilla. Kestävyyksiä kuvaavat suhdeluvut ovat pysty- ja vaaka-akselilla. Suhteellinen taivutusmomentti μ sijaitsee käyrästön vaaka-akselilla. Se lasketaan kaavalla [14]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * h^2 * f_{cd}} \quad (47)$$



Kuva 20 Yhteisvaikutusdiagrammi [15].

Rakenteeseen kohdistuva taivutusmomenttikestävyys on minimissään silloin, kun normaalivoimaa kuvaava suhdeluku alkaa lähestyä arvoa 2,0. Tällöin pilarin poikkileikkaus alkaa saavuttaa normaalivoiman maksimikestävyyden. Jos taas

rakenteen halutaan kestävän mahdollisimman paljon taivutusmomenttia, sitä tulee kuormittaa hieman normaalivoimalla. Yhteisvaikutusdiagrammista luetun tuloksen x avulla saadaan ratkaistua vaadittava teräsmäärä A_s :

$$\frac{A_s * f_{yd}}{b * h * f_{cd}} = x \quad (48)$$

$$A_s = \frac{x * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (49)$$

Vaaditun teräsmäärän A_s tulee asettua edellisessä kappaleessa esiteltyjen eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 olevien minimi- ja maksimiteräsmäärien väliin. Siinä tapauksessa rakenteen raudoitus on eurokoodin määräysten mukainen.

Jos teräsmäärä alittaa minimi-raudoitemäärän $A_{s,vmin}$, niin tuolloin rakenteen mitoituseseen sovelletaan standardin SFS-EN 1992-1-1 lukua 12, jossa on lisäohjeistus tällaisille rakenteille. Luvussa 12 olevat betoniseiniä koskevat mitoitusmenetelmät käsittelevät rakenteita raudoittamattomina betonirakenteina. [2]

Sellaisissa teräbetoniseinissä, joissa on molemmissa pinnoissa raudoitteet ja niiden kokonaispinta-ala ovat arvoa $0,02 * A_c$ suurempia, sovelletaan pilarien hakaraidoitusta ohjaavaa standardin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC kohtaa. Standardissa on määrätty minimihakajaaksi pienin arvo seuraavista: 20 kertaa päätankojen pienin halkaisija, pienin sivumitta tai 400mm. Eurokoodin lisäksi kansallisessa liitteessä on myös lisää ohjesitusta hakajakoon liityen. [2]

Kansallisessa liitteessä on hakajakoa koskien seuraavia ehtoja, joista pienin arvo ohjaa suunnittelua: 15 kertaa pienimmän päätangon halkaisija, pilarin pienin mitta tai 400mm. Tälle arvolle käytetään merkintää $s_{cl,tmax}$. Nämä arvot ovat hieman tiukempia kuin standardin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC vaatimukset [9] [2].

Kun pääraudoitteen määrä ylittää rajan $0,02 * A_c$ tai puristettu pääraudoite asetetaan jakoraidoitteen pinnan puolelle, tällöin pääraudoitus tulisi sitoa rakenteeseen erillisillä hakaraidoiteilla. Hakaraidoituksen vähimmäismäärä lasketaan seuraavasti [13]:

$$A_{sv} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} * b_w * \sin(\alpha) \quad (50)$$

missä

A_{sv} = hakaraidoituksen minimimäärä kun $A_s > 0,02 * A_c$

$\sin(\alpha)$ = hakaraidoituksen kulma (yleensä 90 astetta)

b_w = Rakenteen leveys

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC on määrätty, että kaikissa sellaisissa seinän osissa pitää käyttää jakorautoitetta, joiden pääraudoitteen määrä ylittää pinta-alan $0,002 * A_c$ rajan [2].

Jakorautoitteen vähimmäisalalle $A_{s,hmin}$ on annettu suositusarvo eurokoodissa. Suurempi seuraavista tekijöistä määrittää arvon suuruuden: 25 % pääraudoituksen pinta-alasta tai $0,001 * A_c$.

Toisaalta jakorautoitetta ei tarvitse käyttää silloin, kun seinässä käytetään hitsattuja verkkoja ja tankoja. Hitsattujen raudoitteiden halkaisijan ollessa kuitenkin pienempi kuin 16 millimetriä, betonipeitteen tulee olla yli kaksi kertaa tangon halkaisijan verran.

3.1.8 Raudoituksen betonipeitteen mitoitus

Raudoitusta ympäröi betonipeite, joka suojaa raudoitetta ympäristön vaikutuksilta. Rakennetta voivat kuormittaa mekaanisten rasituksien lisäksi kemialliset ja fysikaaliset kuormat. Betonipeite on betonin pinnan ja sitä lähimpänä olevan raudoitteen välinen etäisyys. Tarvittavan betonipeitteen käyttäminen rakenteessa edistää rakenteelle suunnitellun käyttöiän saavuttamista [2]

Betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} on ilmoitettava piirustuksissa. Nimellisarvoon vaikuttaa erityisesti ympäristöolosuhteet, joille rakenne altistuu. Betonipeitteen paksuuden mitoituksessa huomioidaan rakenteen tuotannossa tulevat mittapoikkeamat. Arvio näiden mittapoikkeamien suuruudelle on 10 mm:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (51)$$

missä

c_{min} = betonipeitteen vähimmäisarvo

Δc_{dev} = mittapoikkeama

Betonipeitteen vähimmäisarvon mitoituksessa käytetään suurinta vaihtoehtoa seuraavista arvoista:

$$c_{min} = maks \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (52)$$

missä

$c_{min,b}$ = mitoitusarvo tartunnan mitoittaessa

$c_{min,dur}$ = mitoitusarvo ympäristöolosuhteiden mitoittaessa

$\Delta c_{dur,\gamma}$ = lisävarmuustermi

$\Delta c_{dur,st}$ = mitoitusarvon pienennystermi ruostumatonta terästä käytettäessä

$\Delta c_{dur,add}$ = mitoitusarvon pienennystermi lisäsuojausta käytettäessä

Termeille $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, ja $\Delta c_{dur,add}$ on eurokoodissa suositusarvoina 0 mm. Siispä mitoitusehto supistuu muotoon:

$$c_{min} = maks \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad (53)$$

Raudoitteen kiinnittyminen rakenteen betoniosaan vaatii riittävän määrän betonia ympärilleen. Raudoitteen tartuntaa kuvataan mitoitusarvolla $c_{min,b}$ ja sen määrittämisessä käytetään alla olevaa taulukkoa:

Taulukko 5 Betonipeitteen $c_{min,b}$ tartunnan edellyttämä minimi paksuus. [2]

| Tartuntavaatimus | |
|------------------|--|
| Tankojen niputus | Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,b}$ ^{*)} |
| Erilliset tangot | Tangon halkaisija |
| Niput | Ekvivalentti halkaisija (\varnothing_n) (ks. kohtaa 8.9.1) |

^{*)} Jos kiviaineksen suurin nimelliskoko on yli 32 mm, betonipeitteen vähimmäisarvoa $c_{min,b}$ suurennetaan 5 mm.

Betonirakenteen säilyvyyttä tarkasteltaessa mitoitusarvo $c_{min,dur}$ määrittää betonipeitepaksuuden. Sään rasitusten aiheuttama betonipeitteen kuluminen otetaan huomioon rakenteen rasitusluokkaa määritettäessä. Siispä rakenteen vaatimus- ja rasitusluokat ovat osa betonipeitteen paksuuden valintaa ja niiden valintaa ohjaa seuraava taulukko [2]:

Taulukko 6 Vaatimusluokitusta ohjaava taulukko. [2]

| Vaatimusluokka | | | | | | | |
|--|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Kriteeri | Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 | XD2 / XS1 | XD3 / XS2 / XS3 |
| 100 vuoden suunniteltu käyttöikä | luokan nosto 2:lla | luokan nosto 2:lla | luokan nosto 2:lla | luokan nosto 2:lla | luokan nosto 2:lla | luokan nosto 2:lla | luokan nosto 2:lla |
| Lujuusluokka ^{1) 2)} | $\geq C30/37$ luokan lasku 1:llä | $\geq C30/37$ luokan lasku 1:llä | $\geq C35/45$ luokan lasku 1:llä | $\geq C40/50$ luokan lasku 1:llä | $\geq C40/50$ luokan lasku 1:llä | $\geq C40/50$ luokan lasku 1:llä | $\geq C45/55$ luokan lasku 1:llä |
| Laattamainen rakenneosa (työtapa ei vaikuta raudoituksen sijaintiin) | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä |
| Betonin valmistuksen erityinen laaduntarkastus varmistettu | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä | luokan lasku 1:llä |

Lisätyllä valvonnalla ja laaduntarkistuksella voidaan vaikuttaa rasitusluokkaan laskevasti. Vastaavasti rakennuksen käyttöikää nostettaessa tavallisesta 50 vuodesta 100 vuoteen, niin tämä suurentaa rasitusluokkaa merkittävästi. Kun rasitusluokka on saatu selville, voidaan määrittää säilyvyyden ja rasitusluokan yhteisvaikutuksen vaatima kerrospaksuus. Yhteisvaikutusta kuvaa mitoitusarvo $c_{min,dur}$ ja sen määrittämisessä käytetään taulukkoa: [2]

Taulukko 7 Mitoitusarvo $c_{min,dur}$ säilyvyyden mitoittaessa. [2]

| Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|-------------------------------------|-----|-----------|-----|-----------|-----------|-----------|
| Vaatimusluokka | Taulukon 4.1 mukainen rasitusluokka | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2 / XS2 | XD3 / XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

Lopullisen mitoitusarvon c_{nom} suuruus vaihtelee 20 mm ja 65 mm välillä. Kaavassa 51 olevan tuotannossa tulevan mittapoikkeamaa kuvaavan termin Δc_{dev} suuruus on yleensä paikallavalukohteissa noin 10 mm. Taulukossa olevat arvot vaihtelevat vastaavasti 10 mm ja 55 mm välillä. Tällöin suojabetonikerroksen kokonaispaksuudeksi muodostuu 20 mm – 65 mm.

Betonipeite suojaa rakenteen sisempiä rakenteenosia ulkoisilta rasituksilta. Betonipeite on yleensä raudoittamaton kerros, koska sen katsotaan vain suojaavan rakennetta. Sen ei katsota osallistuvan kuormien välittämiseen toisille rakenteille. Tällaisella mitoitusmenetelmällä ei oteta kantaa betonipeitteen vaikutukseen koko rakenteen tarkastelussa.

3.2 Ohjeen ACI 318 mukainen teräsbetoniseinän mitoitus

3.2.1 Raudoitusten raja-arvot

Ohje ACI-318 käsittelee erilaisten betoni- ja teräsbetonirakenteiden mitoitusta. Ohje asettaa raudoitteiden etäisyyksille ja määrille minimi- ja maksimi-arvoja, joiden sisällä rakenteiden osien tulee olla. Esimerkiksi pilareiden pääraudoitteelle ja hakaraudoitteille maksimi-jakopituus saadaan seuraavasti: [16]

$$s = \min(3 * h \text{ tai } 18 \text{ in}) \text{ tai } \max\left(\frac{l_w}{3}\right). \quad (55)$$

Toisiaan vastaan kohtisuorista terästangoista koostuvilla raudoituskokonaisuuksilla pystytään hallitsemaan halkeamien muodostumista paremmin kuin vain yhteen suuntaan olevilla raudoitteilla. Raudoituksen minimi- ja maksimimäärille on kuitenkin määrätty raja-arvot, joiden välissä raudoitemäärät pitää ACI 318-ohjeen mukaan olla. Seinämäiselle rakenteelle leikkausraudoituksen minimimääräksi valitaan pienempi seuraavista arvoista: [1]

$$A_{v,min} = 0,75 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \text{ tai } 50 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad (56)$$

Raudoitteen määrää kuvaavalle raudoitussuhteelle on myös määritetty raja-arvot. Taulukossa esiintyvät vaakasuuntainen raudoitussuhde ρ_t ja pystysuuntainen raudoitussuhde ρ_l , kuvaavat pää- ja jakoterästen määrää. Alkuperäisessä taulukossa tankojen koot on merkitty tuuman kahdeksasosina. Tätä mittayksikköä kuvataan taulukossa symbolilla No. # . [1]

Betonin lujuus ilmoitetaan taulukossa psi-yksikössä, kun eurokoodissa käytetään yksikkönä megapascalita. Psi-yksikkö kertoo kuinka montaa paunaa kohdistuu neliötuuman suuruista pinta-alaa kohti. [1]

Taulukko 8 Raudoituksen minimiarvot seinille. [1]

| Seinä tyyppi | Jännittämättömän raudoitteen tyyppi | Tangon/Jänteen koko | f_y psi (MPa) | Minimi pituus-suuntaisille p_l | Minimi vaakasuuntaiselle p_t |
|--------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| Paikallavalu | Taivutetut sauvat | $\leq 15,8$ mm | $\geq 60,000$ (413.68) | 0,0012 | 0,0020 |
| | | | $< 60,000$ (413.68) | 0,0015 | 0,0025 |
| | | $> 15,8$ mm | kaikki | 0,0015 | 0,0025 |
| Elementti | Hitsattu vaijeri raudoite | $\leq W31$ tai D31 | kaikki | 0,0012 | 0,0020 |
| | | kaikki | kaikki | 0,0010 | 0,0010 |

Mitoituksen taustalla on teoria siitä, että jakoraudoitteen kestävyys tulee olla 1,5-kertaa suurempi kuin pääraudoitteelle laskettu poikittaisrasitus. Tuolloin teorian mukaan saavutetaan riittävä varmuus rakenteen nurjahduskestävyydelle. [1]

Betonipeite on tarkoitettu suojaamaan raudoitetta rakenteen ulkopuolisilta rasituksilta, kuten eurokoodissakin on toteutettu. Betonipeitteen paksuuden määrittäminen tapahtuu ACI 318-ohjeessa mitoitus- ja taulukoiden avulla. Työssä on esitetty esijännittämättömien rakenteiden betonipeitteille mitoitus- ja taulukot.

Suojabetonikerroksen paksuutta määritettäessä ensin valitaan taulukko rakenteen tyyppin mukaisesti. Tämän jälkeen valitaan sopiva rakennepaksuus rakennusosan ja vallitsevien olosuhteiden mukaisesti. [1]:

Taulukko 9 Minimiarvot paikallavalurakenteissa. [1]

| Olosuhteet | Osa | Raudoite | Suojabetonietäisyys tuumaa (") millimetriä (mm) |
|--|---------------------------------|--|---|
| pysyvästi maata vasten | Kaikki | Kaikki | 3" (76,2 mm) |
| Altistuu sälle tai on maata vasten | Kaikki | 19.05 – 57.33 mm | 2" (50,8 mm) |
| | | 15.8 mm tangot | 1 - ½ " (25,4 mm - 12,7 mm) |
| Ei sään ra- situsta tai kos- ketuksissa maan kanssa | Laatat, liitokset seinät | 43.0 mm | 1 - ½ " (25,4- 12,7mm) |
| | | 57.33 mm | |
| | | 35.81 mm ≥ | ¾ " (19,05 mm) |
| | Palkit, pilarit, anturat, | Pääraudoite & kaikki hakaraudoitteet | 1 - ½ " (25,4- 12,7mm) |

Betonipeitteen paksuudeksi mitataan etäisyys betonin pinnasta uloimman raudoitteen pintaan. Betonielementeissä voidaan käyttää pienempiä betonipeitteitä, sillä vaatimusten toteutumisesta on helpompi valvoa niiden valmistuksessa. Paikallavalurakenteissa puolestaan toteutus on hieman epätarkempaa, vaativammista toteutusolosuhteista johtuen. Tässä tapauksessa suuremman suojabetonietäisyyden käyttö on tuolloin perusteltua. [16]

Paikallavalurakenteissa betonipeitteen paksuus vaihtelee ½ tuuman ja 3 tuuman välissä eli 25,4 mm ja 76,2 mm välissä. Betonipeitteen paksuuden alaraja on saman suuntainen kuin eurokoodin 1992-1-1 mukaisessa menetelmässä. Yläraja on puolestaan asetettu noin 10 mm korkeammalle ACI-318- ohjeessa kuin edellä mainitussa eurokoodissa.

Taulukko 10 Minimiarvot betonielementeille. [16]

| Olosuhteet | Osa | Raudoite | Suojabetonietäisyys |
|--|--------------------------------|----------------------------|--|
| Altistuu sään rasituksille tai kontaktissa maan kanssa | Seinät | 43.0 mm & 57.33 mm | 1- ½ " (25,4- 12,7mm) |
| | | ≤ 35.81 mm | ¾ " (19,1 mm) |
| | Kaikki muut | 43.0 mm & 57.33 mm | 2" (50,8 mm) |
| | | 19.05 mm - 35.81 mm tangot | 1-½ " (25,4- 12,7mm) |
| | | 15.8 mm tangot, | 1- ¼ " (25,4- 6,4 mm) |
| Ei sään rasitusta tai kosketuksissa maan kanssa | Laatat, Liitokset Seinät | 43.0 mm & 57.33 mm | 1- ¼ " (25,4- 6,4 mm) |
| | | jänteet & jouset ≤ 1- ½ " | ¾ " (19,1 mm) |
| | | 35.81 mm | ⅝ " (15,9 mm) |
| | palkit, pilarit, anturat | Pääraudat | < d _b & ⅝ " (15,9 mm) < 1- ½ " (25,4-12,7mm) |
| | | vedetyt haat | ⅜ " (9,5 mm) |

3.2.2 Stabiiliteetti ja nurjahdus

Jakoraudoitusta käytetään nurjahduksen rajoittamiseen seinissä, joissa on suuri määrä pääraudoitteita. Jakoraudoituksen jakovälin suuruutta rajoittamalla estetään tankojen nurjahdus kimmoisella alueella. Tällä keinolla pyritään tuottamaan samaa aksiaalista kuormaa vastaava kapasiteetti jako- ja pääteräksille, jotta rakenne pysyy tasapainossa. Tulloin jakoterästen jakovälin suuruutta pienennettäessä on pääterästen lujuutta kasvatettava. Terästen suuruuksia muuttamalla pyritään säilyttämään rakenteen stabiiliteetti. Rakenteen pää- ja jakoteräksille tavoitellaan samaa suuruusluokkaa olevaa käyttöastetta, jotta teräkset menettävät kuormankantokykynsä yhtä aikaa ja rakenteen käyttäytymistä on helpompi ennustaa.

Jakoraudoitteen vaikutus pienenee tasaisesti kuormitetuissa seinissä, joilla on pieni korkeus- paksuussuhde.

Tasaisesti kuormitetuissa seinissä, joilla on pieni korkeus- paksuussuhde, jakoraudoitteen vaikutus pienenee. Kun h_w/l_w suhde on pienempi kuin 0.5, niin pääraudoituksen vaikutus on yhtäsuuri kuin jakoraudoituksen. Kun $h_w/l_w > 2,5$, poikkileikkaukselle riittää minimirauditus pääsuuntaiseksi raudoitteeksi.

Rakenteen stabiiliteetti indeksillä Q kuvataan rakenteen stabiilisuutta. Rakenne ajatellaan stabiiliksi, jos arvosta $P\Delta$ aiheutuvat sivuttaiskuorman taivutusmomentit eivät ylitä 5% ensimmäisen kertaluvun momenteista. Stabiiliteetti-indeksin Q laskennassa $\sum P_u$ tulee olla sellaisesta kuormitustapauksesta, jossa se saa suurimman arvonsa. Stabiiliteetti-indeksi Q määritetään:

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_{us} \cdot l_c} \quad (57)$$

missä

Δ_o = ensimmäisen asteen taipuma

l_c = puristetun rakenteen vapaa pituus

P_u = normaalivoima, puristusrasitus on positiivista ja vetorasitukset negatiivisia

V_{us} = kerrokseen vaikuttava vaakasuuntainen leikkausvoima

Rakenteen alkukaarevuudesta aiheutuvat lisärasitukset voidaan huomioida pilarin ja seinän mitoituksessa käytettävän taivutusmomentin M_c avulla. Se määritetään kertomalla ensimmäisen kertaluvun momenttia M_2 ja rakenteen alkukaarevuutta huomioivalla tekijällä δ :

$$M_c = \delta \cdot M_2 \quad (58)$$

missä

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}} \geq 1,0 \quad (59)$$

missä

$C_m = 1$, jos rakenteeseen kohdistuu vaakasuuntaista kuormitusta

$C_m = 0,6 - 0,4 * \frac{M_1}{M_2}$, jos rakenteeseen ei kohdistu vaakasuuntaista rasitusta

Ensimmäisen kertaluvun momentille määrätty minimiarvo $M_{2,min}$ lasketaan:

$$M_{2,min} = P_u * (0,6 + 0,03 * h) \quad (60)$$

Rakenteen kriittinen nurjahduskuorma määritetään rakenteen jäykkyyden ja nurjahduspituuden avulla. Nurjahduskuorma voidaan määrittää sauvamaiselle rakenteelle seuraavasti:

$$P_c = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff}}{(k * l_u)^2} \quad (61)$$

missä

k = tehollista pituutta kuvaava tekijä

Puristetuille rakenteille 0,5 - 1. Suositeltu arvo on 1.

l_u = seinän/pilarin vapaana oleva tukien väli

Rakenteen jäykkyyden määrittämistä varten on kolme erilaista lauseketta, joilla määritetään rakenteen jäykkyys lyhytaikaiselle kuormituksille. Ensimmäinen yhtälö on yksinkertaistettu versio keskimmaisesta yhtälöstä. Yksinkertaistuksesta johtuen se on hieman epätarkempi kuin alkuperäinen yhtälö.

Toinen yhtälö on tarkoitettu tilanteille, joissa rakenteella on pieni epäkeskisyyden aiheuttama rasitus, mutta suuri aksiaalinen kuorma. Kolmas laskentakaava tuottaa näistä menetelmistä tarkimman laskentatuloksen. Menetelmä huomioi viruman vaikutukset rakenteessa β_{dns} - arvon avulla. Oletusarvona tälle suhdeluvulle β_{dns} käytetään arvoa 0,6.

$$EI_{eff} = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (62)$$

$$EI_{eff} = \frac{0,2 * E_c * I_g + E_s * I_{se}}{1 + \beta_{dns}} \quad (63)$$

$$EI_{eff} = \frac{E_c * I}{1 + \beta_{dns}} \quad (64)$$

missä

β_{dns} = suurimman sallitun jatkuvan aksiaalisen kuormituksen ja suurimman laskennallisen aksiaalisen kuormituksen suhde.

I = neliömomentti

Tämä menetelmä on tarkoitettu tavallisille teräsbetonipilareille. Menetelmä ei siis sovellu sellaisten liittorakenteiden tarkasteluun, joissa on yhdistetty betoniosa ja jokin teräs-profiili. Seuraavan taulukon avulla voidaan määrittää neliömomentille I suuruus. Neliömomentin suuruuteen vaikuttaa suoraan rakenteen tyyppi ja betonin laatu.

Taulukko 11 I -arvo määritetään taulukon avulla. [16]

| Osa ja olosuhteet | | Jatkuva momentti | Poikkileikkauksen pinta-ala |
|-----------------------|---------------|------------------|-----------------------------|
| Pilarit | | $0,70 I_g$ | $1,0 A_g$ |
| Seinät | Halkeilematon | $0,70 I_g$ | |
| | Halkeillut | $0,35 I_g$ | |
| Palkit | | $0,35 I_g$ | |
| Ohuet levyt ja laatat | | $0,25 I_g$ | |

Tässä tutkimuksessa käsitellään pilarimaisia ja seinämäisiä rakenteita, joten poikkileikkauksen betoniosaa redusoidaan arvolla $0,70 I_g$ tai arvolla $0,35 I_g$. Poikkileikkauksen poikkipinta-alaa ei redusoida pienemmäksi.

3.2.3 Seinän mitoitus

Ohjeessa ACI 318 on esitelty seinille yksinkertaistettu mitoitusmenetelmä. Mitoitusmenetelmässä määritetään rakenteelle dimensiot, joiden avulla niille määritetään normaalivoimakestävyys. Yksinkertaistettua menetelmää voidaan käyttää, kun seinään kohdistuvan pystykuormituksen epäkeskeisyys on riittävän pieni. Seinää kuormittavien aksiaalisten kuormien sijoituessa poikkileikkauksen keskimmaiselle kolmannekselle, seinän kriittinen normaalivoimakestävyys P_n voidaan laskea seuraavasti:

$$P_n = 0,55 * f'_c * A_g * \left(1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h}\right)^2\right) \quad (65)$$

missä

h = seinän paksuus

k = tehollisen pituuden laskennassa käytettävä termi

l_c = seinän korkeus

f'_c = betonin puristuskestävyys

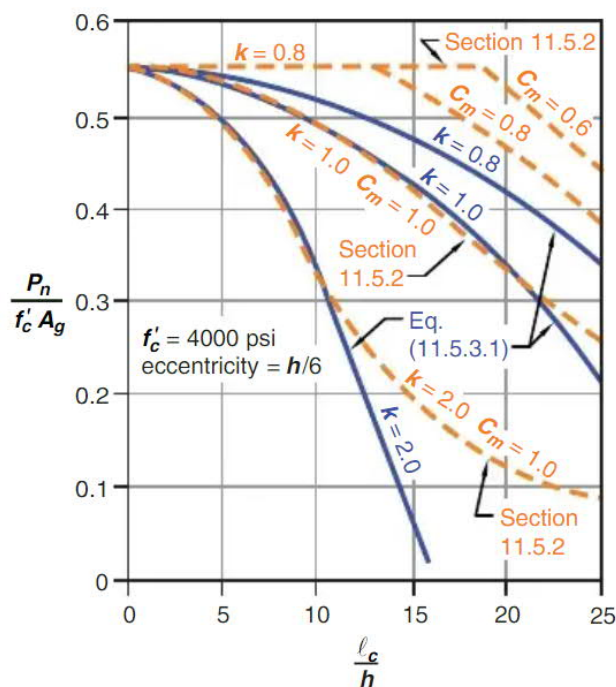
A_g = betonipoikkileikkauksen pinta-ala

Seinän tehollista pituutta kuvaavaan kertoimeen k vaikuttaa seinän kiinnitystapa ympäröiviin rakenteisiin. Jos seinän osa on täysin tukematon, se jatkaa tehollista pituutta. Jos rakenteen kiinnitys on kiertymätön, sillä on lyhentävä vaikutus rakenteen teholliseen pituuteen:

Taulukko 12 Kiinnitystavan vaikutus nurjahduspituuteen. [1]

| Reunaehdot | k |
|--|-----|
| Ylä- ja alapäässä vaakasuuntainen siirtymä estetty, sen lisäksi: | |
| Kiertymä estetty toisessa- tai molemmissa päissä | 0,8 |
| Kiertymä mahdollinen molemmissa päissä | 1,0 |
| Vaakasuuntaista siirtymää ei ole estetty | 2,0 |

Yksinkertaistetussa mitoitusmenetelmässä seinärakenteen mitoitus tapahtuu kuvaajan avulla. Kuvaajassa olevat käyrät edustavat erilaisilla kiinnitystavoilla ja rasitusmuodoilla kuormitettuja rakenteita. Käyrän valintaan vaikuttavat rakenteen kiinnitystapa k ja momenttikuvioden suhdetta kuvaava kerroin C_m :

COMMENTARY**Kuva 21 Yksinkertaistetun seinän mitoitusavan, mitoitusaulukko [1].**

missä

C_m = todellisen ja tehollisen momenttikuvion suhdetta kuvaava kerroin

Taulukon avulla määritettävään suhdelukuun vaikuttavat myöskin betonin puristuskestävyys f'_c , seinän korkeus l_c , seinän paksuus h , sekä betonipoikkileikkauksen pinta-ala A_g . Jos jokin edellä mainituista dimensioista on tuntematon, se voidaan määrittää taulukon avulla.

ACI-318-ohjeessa on esitelty myös toinen mitoitusmenetelmä. Tässä menetelmässä rakenteelle määritetään maksimi taivutusmomentti. Menetelmä huomioi rakenteeseen kohdistuvat taivutus- ja normaalivoimarasitukset. Taivutusmomentti M_u kuvaa seinän

puoliväliin aiheutuvaa taivutusmomenttia. Kuormitusten yhteisvaikutusta kuvaava mitoitusmomentti M_u määritellään seuraavasti:

$$M_u = M_{u\sigma} + P_u \Delta_u \quad (66)$$

missä

$M_{u\sigma}$ = vaakavoiman ja epäkeskisyyden aiheuttama momentti, ei sisällä $P\Delta$ vaikutuksia

P_u = Aksiaalinen kuorma

Taipuma Δ_u lasketaan seuraavasti:

$$\Delta_u = \frac{5 * M_{u\sigma} * l_u^2}{(0,75) * 48 * E_c * I_{cr}} \quad (67)$$

missä

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} * \left(A_s + \frac{P_u * h}{f_y * 2d} \right) * (d - c)^2 + \frac{l_w * c^3}{3} \quad (68)$$

missä

$$\frac{E_s}{E_c} > 6 \quad (69)$$

Mitoittava momentti voidaan ratkaista myös seuraavasti:

$$M_u = \frac{M_{u\sigma}}{\left(1 - \frac{5 * P_u * l_u^2}{(0,75) * 48 * E_c * I_{cr}} \right)} \quad (70)$$

Neutraaliakselin sijainti c vastaa raudoituksen tehollista pinta-alaa $A_{se,w}$:

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y} * \left(\frac{h}{2} \right) \quad (71)$$

Käyttörajan kuormien aiheuttamat taipumat määritetään seuraavan taulukon mukaisesti:

Taulukko 13 Käyttörajan aiheuttamat taipumat. [1]

| M_a | Δ_s | |
|--------------------|--|-------|
| $\leq (2/3)M_{cr}$ | $\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \Delta_{cr}$ | (a) |
| $> (2/3)M_{cr}$ | $\Delta_s = \frac{2}{3} * \Delta_{cr} + \left(\frac{M_a - \frac{2}{3} * M_{cr}}{M_n - \frac{2}{3} * M_{cr}} \right) \left(\Delta_n - \left(\frac{2}{3} \right) * \Delta_{cr} \right)$ | (b) |

Maksimimomentti M_a sijaitsee rakenteen puolivälissä, johon on huomioitu myös $P_s \Delta_s$ -vaikutukset. Momentin suuruutta voidaan arvioida seuraavasti:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s \quad (72)$$

missä

$$\Delta_{cr} = \frac{5 * M_{cr} * l_c^2}{48 * E_c * I_g} \quad (73)$$

$$\Delta_n = \frac{5 * M_n * l_c^2}{48 * E_c * I_{cr}} \quad (74)$$

Näin saadaan määritettyä seinälle rakenteen mitoittava momentti, jonka avulla voidaan seinän tuntemattomille dimensioille määrittää arvot. Tämä menetelmä eroaa yksinkertaistetusta menetelmästä rakenteen taivutusmomentista ja taipumasta aiheutuvien rasitusten tarkastelussa. Yksinkertaistetussa menetelmässä rakennetta rasittaa vain normaalivoima, kun tässä menetelmässä voidaan huomioida myös muut rakenteen mitoittamiseen vaikuttavat rasitukset. [16]

3.3 Globaali nurjahdus Dhakal ja Maekawan mukaan

Rakenteen käyttäytymistä globaalissa nurjahdustilanteessa voidaan kuvata Dhakal:n ja Maekawan tutkimuksessaan tuottamalla laskentamenetelmällä. Kun kyseessä on globaali nurjahdustapaus, osa rakenteen sisältämistä jakorauδοitteista joustaa ja rakenne nurjahtaa pidemmältä matkalta kuin lokaalissa nurjahdustapauksessa. Tällainen nurjahdus tapahtuu esimerkiksi tilanteissa, joissa jakorauδοitteet ovat todella jäykät suhteessa pääraudoitteisiin. Tai nurjahdus voi tapahtua myöskin tilanteessa jossa, jakorauδοitteen jakopituus on lyhyt ja lokaalia nurjahdusta ei pääse tapahtumaan. [17]

Jakorauδοitteita kuvataan jousilla, jotka tukevat pääteräksiä vaakasuunnassa. Laskentamenetelmässä jakorauδοitteet myötävät ja pääteräs nurjahtaa sivusuunnassa kyseisten jakorauδοitteiden kohdalta. Jousilla pyritään kuvaamaan tilannetta, jossa puristetun betoniosan laajeneminen rakenteesta ulospäin aiheuttaa jakorauδοitteissa vetojännityksiä. Jouset vastustavat muodonmuutosten tapahtumista pääraudoitteessa. [17]

Jousilla on yleisesti kaksi peräkkäistä olotilaa, tila jonka se pyrkii säilyttämään n ja tila jota se pyrkii välttämään $n + 1$. Energioiden summa U koostuu näiden kahden eri nurjahdusolotilan U_n ja U_{n+1} nurjahdusenergioista. Nurjahdustilojen energioilla kuvataan energiaa, joka tarvitaan kunkin nurjahdusolotilan saavuttamiseen. Lisäksi tilat sisältävät raudoitteen lyhentymiseen tarvittavan energian. Kaikki tämä energia varastoituu jousiin seuraavasti: [17]

$$U = U_n + U_{n+1} \quad (75)$$

missä

$$U_n = \int_0^{ns} \frac{EI}{2} * \left(\frac{d^2 y_n}{dx^2} \right)^2 dx + c_i \sum_{i=1}^n \frac{k_n}{2} * y_n^{is^2} - \int_0^{ns} \frac{P_n}{2} * \left(\frac{dy_n}{dx} \right)^2 dx \quad (76)$$

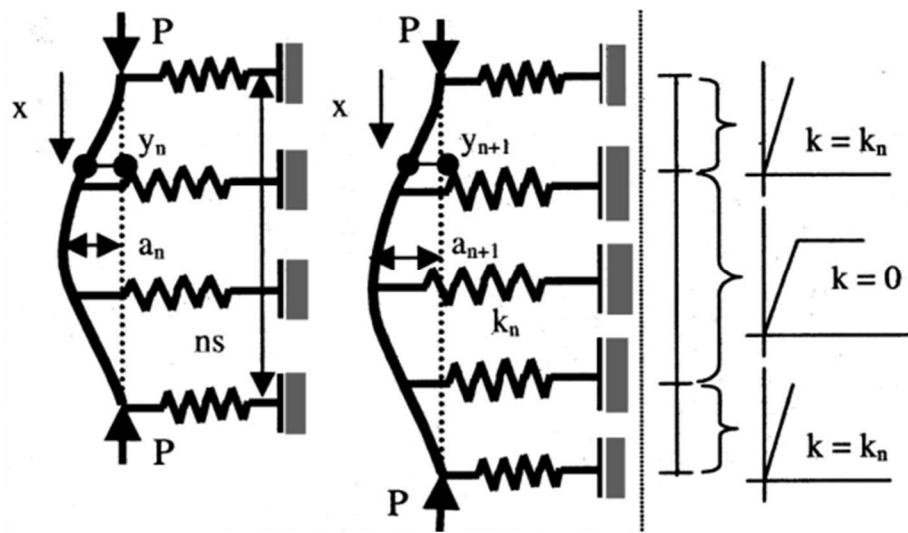
$$U_{n+1} = \int_0^{(n+1)s} \frac{EI}{2} * \left(\frac{d^2 y_{n+1}}{dx^2} \right)^2 dx + c_i \sum_{i=1}^{n+1} \frac{k_n}{2} * y_{n+1}^2 - \int_0^{(n+1)s} \frac{P_n}{2} * \left(\frac{dy_{n+1}}{dx} \right)^2 dx \quad (77)$$

missä

c_i = vaakasiteiden plastisoitumista kuvaava kerroin

P_n = Kriittisen pääteräksen aksiaalinen rasitus haan jäykkyyttä vastaavassa tilassa n .

Vaakasuintaisen jakorautoitteiden jäykkyys katsotaan olevan pääraudoituksen nurjahduksen jälkeen lähellä nollaa. Laskentatavassa tehdään tällainen pääraudoitetta koskeva yksinkertaistus. Jakorautoitteelle ei voida tehdä vastaavaa yksinkertaistusta, sillä jos jakorautoitteelle sallittaisiin vastaavat siirtymät ja niiden jäykkyys menisi lähelle nollaa, tuolloin koko rakenne menettäisi stabiilitensä. [17]:



Kuva 22 Nurjahdustilat n ja $n + 1$ [17].

Kuvassa

a_n = pääraudoitteen maksimitaipuma

y_n = pääraudoitteen taipuma

Kuvassa on havainnollistettu laskennassa käytettyjä rakennemalleja ja niiden toimintaa. Laskennassa on määritetty hakarautoitteille erilaisia nurjahdustiloja vastaavat jäykkyydet. Nurjahdustilat poikkeavat toisistaan nurjahdukseen osallistuvien jakorautoitteiden määrissä. Pääraudoitteen taipuma satunnaisessa kohdassa x voidaan ratkaista seuraavasti:

$$y_n = \frac{a_n}{2} * \left(1 - \cos\left(\frac{2*\pi*x}{ns}\right) \right) \quad (78)$$

$$y_{n+1} = \frac{a_{n+1}}{2} * \left(1 - \cos\left(\frac{2*\pi*x}{(n+1)s}\right) \right) \quad (79)$$

Käytetään edellä määrättyjä muodonmuutosmuotoja ja minimoidaan taipuman a_n ja a_{n+1} maksimiarvoja vastaava kokonaisenergia U .

$$\frac{\partial U}{\partial a_n} = 0 \Rightarrow \frac{2\pi^4 E I}{n^3 s^3} + \frac{c_i k_n}{4} * \sum_{i=1}^n (1 - \cos\left(\frac{2i\pi}{n}\right)^2 - \frac{P_n \pi^2}{2n s} = 0 \quad (80)$$

$$\frac{\partial U}{\partial a_n} = 0 \Rightarrow \frac{2\pi^4 E I}{(n+1)^3 s^3} + \frac{c_i k_n}{4} * \sum_{i=1}^{n+1} (1 - \cos\left(\frac{2i\pi}{n+1}\right)^2 - \frac{P_n \pi^2}{2(n+1)s} = 0 \quad (81)$$

Nämä kaksi yhtälöä lopulta tuottavat haoilta vaadittavan jäykkyyden k_n ja sitä vastaavan kriittisen kuorman P_n . Kun haat ovat jäykkyydeltään k_n suuruisia, ne pystyvät estämään aksiaalisen kuorman P_n aiheuttaman nurjahduksen rakenteen pääteräksessä. Dhakal ja Maekawa ovat tuottaneet tutkimuksessaan jousien jäykkyyksiä kuvaavan taulukon. Taulukossa on esitetty vaadittava jäykkyys k_{eq} nurjahdustapauksille, joissa on käytetty kolmea joustia:

Taulukko 14 Jousilta vaadittavat jäykkyydet eri nurjahdustapauksissa. [17]

| Stable buckling mode, n | Equivalent Required Stiffness k_{eq} (Lateral Ties Eliminated in) | | | Average of centrals L/2 and L/3, k_{eq} |
|---------------------------------|--|-------------|-------------|---|
| | Central L/2 | Central L/3 | Central L/4 | |
| 1 | 0.7500 | 0.7500 | 0.7500 | 0.7500 |
| 2 | 0.1649 | 0.1649 | 0.1649 | 0.1649 |
| 3 | 0.0976 | 0.0976 | 0.0371 | 0.0976 |
| 4 | 0.0758 | 0.0137 | 0.0137 | 0.0448 |
| 5 | 0.0084 | 0.0084 | 0.0084 | 0.0084 |
| 6 | 0.0063 | 0.0063 | 0.0032 | 0.0063 |
| 7 | 0.0052 | 0.0022 | 0.0022 | 0.0037 |
| 8 | 0.0046 | 0.0016 | 0.0016 | 0.0031 |
| 9 | 0.0013 | 0.0013 | 0.0008 | 0.0013 |
| 10 | 0.0011 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0009 |

Taulukossa esiintyvä ekvivalentti jäykkyyssparametri k_{eq} on dimensioton kerroin. Nurjahdusmuodolla n kuvataan nurjahdukseen osallistuvien jakoterästen määrää. Kun parametri k_{eq} kerrotaan luvulla $\frac{\pi^4 E I}{s^3}$, saadaan nurjahdustilassa tarvittavan pääraudoitetta stabiloivan jakoteräksen jäykkyys k_n . Käytettäväksi suositellaan taulukossa esiintyviä tapauksia, joissa keskimmäiset jakoteräokset saavuttavat myötölujuutensa ($L/2$ ja $L/3$). [17]

Pääraudoitteen nurjahdus aiheuttaa siis vetorasitusta jakoraudoitteille, jotka estävät rakenteen nurjahtamasta koko pituudeltaan. Jos tehdään oletus, että kokonaisjäykkyys pääteräksen nurjahdussuunnassa vaikuttaa yhtä paljon pääterästen nurjahdukseen kuin jakoraudoitteen leikkeiden määrä, niin kunkin pääteräksen tehokas jäykkyys k_t voidaan laskea kaavalla:

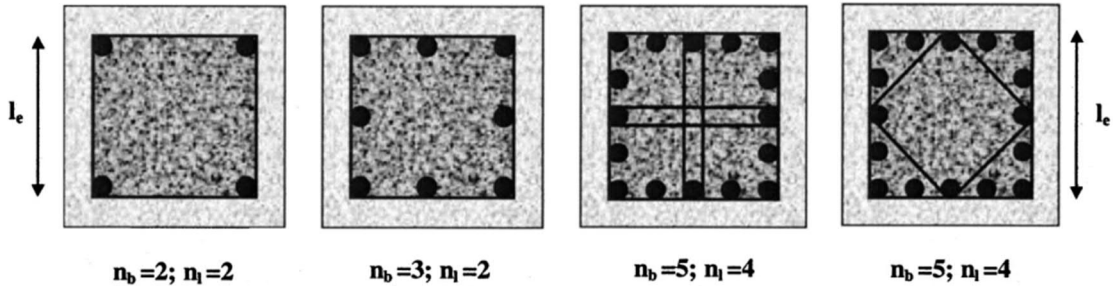
$$k_t = \frac{E_t A_t}{l_e} * \frac{n_l}{n_b} \quad (82)$$

missä

l_e = haan sivun pituus

n_b = samaan aikaan nurjahtavien pystyraudoitteiden määrä

n_l = haan leikkeiden määrä nurjahdussuunnassa



Kuva 23 Arvoja jäykkyysparametreille n_b ja n_l . [17]

Laskennassa käytettyjen arvojen n_b ja n_l määräytymistä havainnollistetaan yllä olevalla kuvalla. Vasemmalla kuvassa olevassa poikkileikkauksessa käytetään kaksileikkeisiä hakoja ja oikeanpuoleisessa poikkileikkauksessa hakaraidoituksen leikkeiden määrä on neljä. [17]

Tutkimuksen tuloksena on tuotettu ohjeita suunnitteluun, joissa kehoitetaan mitoittamaan ensin jakoraidoitus voimassa olevien kriteerien mukaan. Tämän jälkeen tulee rakenteen toteuttaa seuraavassa kaavassa esitetty ehto [17]:

$$\frac{s}{D * \sqrt{\frac{f_y}{100}}} < 8 \quad (83)$$

missä

D = raudoitteen halkaisija

s = raudoitteiden jakoväli

Jos rakenne ei toteuta ehtoa, jakopituutta s tulee pienentää niin paljon, että ehto täyttyy.

Jos taas tulos on reilusti pienempi kuin kahdeksan, silloin tulee etsiä sellainen

nurjahdusmuoto n , jolla lausekkeen $\frac{n*s}{D * \sqrt{\frac{f_y}{100}}}$ arvo on hieman alle kahdeksan. [17]

$$\frac{k_t}{\pi^4 * E * I} < k_{eq} \quad (84)$$

Tämän jälkeen tulee verrata arvoa $\frac{k_t}{\pi^4 * E * I}$, nurjahdusmuotoa n vastaavan ekvivalentin jäykkyyden k_{eq} kanssa. Kun vertailtava arvo on suurempi kuin k_{eq} , raudoitus kykenee estämään pääraudoitteiden ennenaikaisen globaalin nurjahduksen. [17]

Jos taas k_{eq} on suurempi kuin laskettu vertailuarvo, pääraudoitteen halkaisijaa D tulee suurentaa ja hakaraidoituksen jakopituutta s pienentää. Raudoitteiden dimensioita

muutetaan kunnes, yllä olevaa nurjahdusmuotoa n vastaava ehto toteutuu. Näin voidaan varmistua, että rakenteessa ei tapahdu ennakoimatonta globaalia nurjahdusta. [17]

3.4 Betonipeitteen lohkeilu Dhakal ja Maekawan mukaan

Dhakal ja Maekawan ovat tutkineet myöskin teräsbetonirakenteissa tapahtuvaa suojabetonikerroksen lohkeilua. Kyseissä analyyttisessä tutkimuksessa kohteena on käytetty taivutettuja teräsbetonirakenteita, joiden puristettu suojabetonikerros lohkeilee, aiheuttaen rakenteelle lujuuden menetyksiä.

Tutkimuksessa kuvatussa laskentamenetelmässä todetaan, että betonikerroksen lohkeiluun johtaa kaksi erilaista syytä. Aluksi puristusrasitus aiheuttaa betoniin pystysuuntaisia raudoitustankojen suuntaisia halkeamia. Halkeamat johtuvat betonin vetolujuuden ylittymisestä rakenteen sisäosissa. Betonin vetolujuuden ylittyminen johtuu betonin kuorman kantokyvyn ylittymisestä ja laajentumisesta rakenteesta ulospäin.

Kuormituksen jatkuessa, halkeamat alkaavat laajeta tangon taipuman myötä. Tangon taipuman ja halkeaman leveyden ajatellaan olevan identtisiä ja kasvavan samalla nopeudella. Tangon taipuminen työntää suojabetonikerrosta ulospäin rakenteesta ja vauhdittaa näin halkeaman kasvua. Kun halkeamaleveys kasvaa riittävän suureksi, betonikerroksesta alkaa lohkeilemaan palasia. Siinä tapauksessa betonipeite menettää nopeasti kuormankantokykynsä ja se lohkeaa irti ydinbetonista. Nämä kaksi tekijää heikentävät merkittävästi betonipeitteen kestävyyttä vaakasuuntaisia rasituksia vastaan. [17]

Analyttisessä tarkastelussa on tärkeä tietää milloin kyseinen lohkeaminen tapahtuu, jotta se voidaan ottaa huomioon kokonaisuutta tarkasteltaessa. Betonipeitteen kestävyys pienenee poikittaissuunnassa halkeamaleveyden kasvaessa. Tätä voidaan kuvata bilinearisella jännityspehmennysmallilla, jota on havainnollistettu alla olevalla kuvalla [17].

Käyrä rajaa murtumaenergiaa G_F kuvaavan alueen. Murtumaenergiaa tarvitaan sellaisen halkeaman syntymiseen, että suojabetonikerros menettää normaalivoimatestävyuden. Halkeamaleveys, jolla vetokestävyyttä ei enää ole, voidaan laskea betonin vetokestävyuden f_t ja murtumisenergian G_F avulla. Murtumisenergian suuruudesta saadaan arvio kaavalla: [18] [17]

$$G_F = 73 * f_c'^{0,18} \quad (85)$$

Betonipeitteeseen muodostuvan halkeaman leveys lasketaan kahdessa osassa. Ensimmäinen osa kuvaa ekvivalenttia halkemaleveyttä, joka muodostuu aksiaalisen puristusrasituksen takia:

$$(1 - K) * \frac{G_F}{f_t} \quad (86)$$

Toisessa osassa pystysuorat pääteräksset kasvattavat halkeamaleveyttä taipuessaan sivusuunnassa. Raudoitteen nurjahduksesta aiheutuva halkeamaleveys lasketaan niin, että oletetaan pääteräksen maksimaalisen taipuman a olevan nurjahduspituuden puolessa välissä saman suuruinen halkeamaleveyden kanssa. Näin pääteräksen maksimaalinen sivusuuntainen taipuma ennen betonin lohkeamista saadaan laskettua kaavalla:

$$a_{cr} = (4 + K) * \frac{G_F}{f_t} \quad (87)$$

Normaaleille betonityypeille murtumaparametrin K arvo määritetään Maekawan ja Okamuran mukaan seuraavasti:

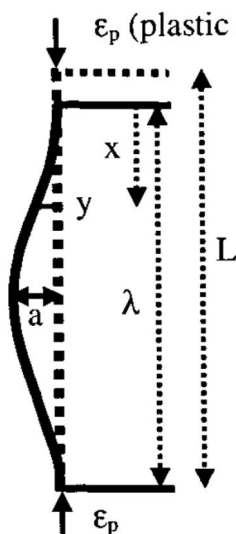
$$K = e^{-0,73 * E * (1 - e^{-1,25 * E})} \quad (88)$$

missä

$$1 \geq K \geq 0,25$$

E = Puristusjännityksen suhde betonin puristuskestävyyteen

Aluksi pääraudoitus puristuu kimmoisesti kasaan puristusrasituksen vaikutuksesta. Rakenteen taipuminen alkaa kun, jokin kohta raudoituksessa saavuttaa plastisen myötörajan. Tuolloin rakenteen toiminta ei enää ole kimmoisella alueella, vaan muodonmuutokset tapahtuvat plastisesti ja ovat osittain pysyviä. Alla oleva kuva havainnollistaa yhteyttä plastisen puristuslujuuden ja maksimitaipuman välillä. [17]



Kuva 24 Plastisen kokoonpuristumisen ja kaarevuuden suhde [17].

Rakenteen kimmoista kokoonpuristumista ennen nurjahdusta ei ole huomioitu nurjahduspituuden L määrittämisessä. Kuvassa oleva pituus λ on taipuneen tangon pystysuora pituus ja se voidaan laskea alla olevan kaavan mukaisesti. Kuvassa oleva sivusiirtymä y lasketaan jännevälillä kohdassa x , seuraavan kaavan mukaisesti:

$$\lambda = L * (1 - \varepsilon_p) \quad (89)$$

$$y = \frac{a}{2} * \left(1 - \cos \frac{2 * \pi * x}{\lambda}\right) \quad (90)$$

missä

λ = nurjahdustaneen tangon pystysuora pituus

a = taipuma

y = etäisyys y-akselista

x = etäisyys x-akselista

Rakenteen taipumakohdan x - ja y -suuntaisille siirtymille muodostetaan yhteys Pythagoraan lauseen avulla:

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} \quad (91)$$

Taipuneen pääteräksen alkuperäinen pituus saadaan tarvittaessa integroimalla. Lisäksi käytetään Taylorin laajennusta neliöjuuri termille ja jätetään huomioimatta korkeamman asteen yhtälöille tarkoitettu ehto $\frac{a^2}{\lambda^2}$. Kaava sievenee seuraavasti:

$$L = 2 * \int_0^{\frac{\lambda}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{a^2 * \pi^2}{2 * \lambda^2} * \sin^2 \left(\frac{2 * \pi * x}{\lambda}\right)\right)^2} dx = \frac{4 * \lambda^2 + a^2 * \pi^2}{4 * \lambda} \quad (92)$$

Tämän jälkeen sijoitetaan nurjahdustaneen tangon pystysuoran pituuden λ paikalle $L * (1 - \varepsilon_p)$, saadaan teräksen plastinen puristuma kun betonipeite on kokonaan halkeillut. Tähän lisätään teräksen myötörajan avulla laskettu kokoonpuristuma, saadaan kokonaispuristuma, jolla pääraudoite nurjahtaa:

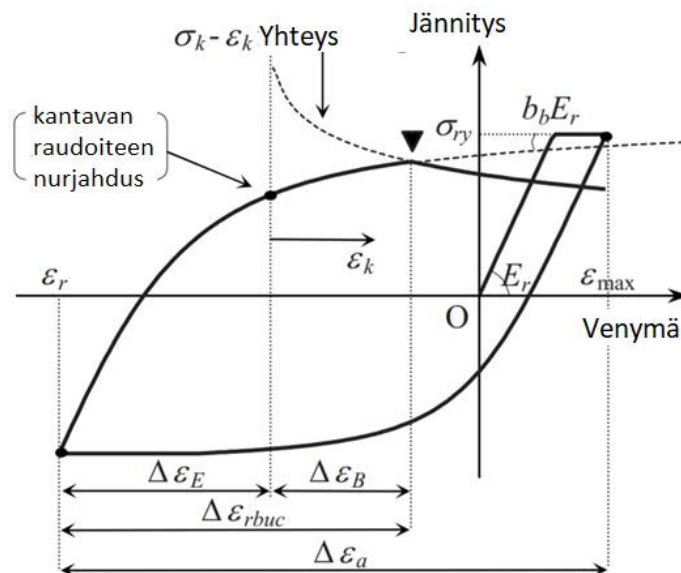
$$\varepsilon_p^{sp} = \frac{a_{cr}^2 * \pi^2}{4 * L^2} \quad (93)$$

Yllä oleva lauseke pätee parhaiten puhtaan puristuksen alaisille rakenteille. Rakennetta tutkittaessa on kuitenkin muistettava huomioida mahdollisen kuormitushistorian vaikutus. Todellisuudessa jakorauδοituksen tangentiaalinen jäykkyys menee lähes nollaan teräksen saavuttaessa myötörlujuuden. Jakorauδοitusta simuloidaan usein myös jousilla, kuten aikaisemmin esitellyssä globaalissa nurjahdustapausta käsittelevässä menetelmässä on tehty.

3.5 Pääraudoitteen nurjahdus Naito et. al. mukaan

Naito, Akiyama, ASCE ja Suzuki ovat tutkineet liittopilarin raudoitteiden paikallista nurjahdusta syklisen kuormituksen alla. Tutkimuksessaan he käsittelevät myös betonin lohkeilua pilarin pintaosassa. Naito et.al. tekemässä tutkimuksessa on koekuormitettu tavallista teräsbetonipilaria taivuttamalla sitä vaakakuormalla toisesta päästä. Toisesta päästä taas teräsbetonipilari on kiinnitetty momenttijäykästi ympäröiviin rakenteisiin. Koetilanteessa rakennetta on kuormitettu syklisellä kuormalla. [19]

Tutkimuksessa esitelty laskentatapa huomioi pilarin hakaraudoitteiden vaikutukset rakenteen pintaosissa tapahtuvaan lohkeiluun. [19] Laskentamenetelmä jakaa rakenteen käytännössä kolmeen osaan, Eulerin-nurjahdusteoriaan pohjautuvaan alkuosaan, rakenneteräksen palstisoitumiseen perustuvaan keskiosaan ja stabiileetin menettämistä käsittelevään loppuosaan. [19]



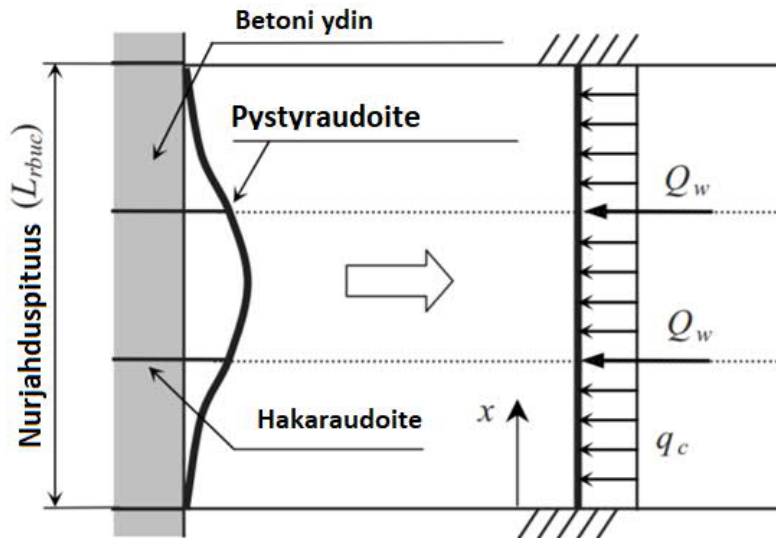
Kuva 25 Pystyraudoitteen nurjahdus jännitys - venymä käyrällä. [19]

Raudoitteen nurjahdusta ja betonipinnan lohkeilua kuvataan jännitys – venymäkuvaajalla. Ensimmäinen nurjahduspiste lasketaan Eulerin nurjahdusteorian mukaan. Nurjahduspisteen laskentaan liittyvä teoria on esitelty jo aikaisemmin tässä työssä. Kuvassa on esitetty mustalla nuolella kohta, jossa rakenteen betonipeitealkaa lohkeilla. [19]

Rakennetta on kuormitettu tutkimuksessa puristus-vetokokeella, siinä rakennetta on taivutettu eri suuntiin ja näin saatu pääteräkset altistumaan vuorotellen veto- ja puristusrasitukselle.

Edellä olevan käyrän mukainen kuormitus alkaa origosta. Aluksi kuormitus kasvaa raudoitteen myötölujuuteen σ_{ry} asti, jolloin rakenteeseen syntyy muodonmuutoksia.

Tämän jälkeen rakenteen rasitus muuttuu päinvastaiseksi eli vetorasitukseksi. Rakenteeseen syntyy tällöin huomattavasti lisää muodonmuutoksia. Lopuksi rakennetta kuormitetaan uudestaan puristusrasituksella, jolloin pääteräkset nurjahtavat ja betonipeite lohkeilee pois. Tämän jälkeen rakenne menettää lopullisesti stabiilitteettinsä. [19]



Kuva 26 Raudoitteen nurjahdus [19].

Laskennassa on käsitelty edellä olevan kuvan mukaista rakennemallia. Jakoraudoitteet aiheuttavat pistekuormat Q_w , joiden voimien vaikutus pyritään saamaan laskettavassa rakenteessa mahdollisimman pieneksi. [19] Tällöin laskettava rakenne kuvaa paremmin jakoraudoittamatonta pääraudoitusta ja sen nurjahduskestävyyttä. Kun raudoitustanko on kiinnitetty kahdella tuella, sen nurjahdusmuoto oletetaan olevan seuraava: [19]

$$w_r = \delta_r * \sin\left(\frac{\pi * x}{L_{rbuc}}\right) \quad (94)$$

missä

x = Pituussuuntainen koordinaatti

δ_r = vaakasuuntainen siirtymä rakenteen puolessavälissä $\left(x = \frac{L_{rbuc}}{2}\right)$

ε_k = Pääraudoitteiden muodonmuutos

Pääraudoitteen muodonmuutosta kuvaava lauseke integroidaan seuraavasti:

$$\varepsilon_k = \frac{1}{L_{rbuc}} \int_0^{L_{rbuc}} \frac{1}{2} * \left(\frac{\partial w_r}{\partial x}\right)^2 dx = \left(\frac{\delta_r * \pi}{2 * L_{rbuc}}\right)^2 \quad (95)$$

Kanya ja Kato ovat osoittaneet vuonna 1990 aksiaalisen kuorman ja momentin yhteyden seuraavasti:

$$a_x * \left(\frac{M_{r0}}{M_{ru}} \right) + \left(\frac{N_{r0}}{N_{ru}} \right) = 1 \quad (96)$$

$$N_{ru} = A_{r0} * \sigma_{rm} \quad (98)$$

$$M_{ru} = \frac{D_r^3 * \sigma_{rm}}{6} \quad (99)$$

missä

M_{r0} = tangon sisäinen momentti

N_{r0} = aksiaalinen kuorma

A_{r0} = tangon poikkileikkaus

σ_{rm} = tangon vetolujuus

Jännitys-venymä-käyrän yläosassa sijaitsevan taitekohdan arvo voidaan määrittää seuraavien kaavojen avulla. Jännevälin puolella välissä sijaitsevan jännityksen ja venymän yhteyttä voidaan kuvata poikkileikkauksessa:

$$\sigma_k = \frac{N_{r0}}{A_{r0}} = \frac{2 * \left(\frac{D_r}{S_w} \right) * \sigma_{rm}}{3 * N_{rbuc} * a_x * \sqrt{\varepsilon_k} + 2 * \left(\frac{D_r}{S_w} \right)} * g(N_{rbuc}) \quad (100)$$

$$g(N_{rbuc}) = 1 + \frac{a_x * \pi * N_{rbuc}}{16 * \left(\frac{D_r}{S_w} \right) * N_{ru}} * (R_w + R_c) \quad (101)$$

missä

$$R_w = Q_w * f(N_{rbuc}) \quad (102)$$

$$R_c = q_c * N_{rbuc} * S_w \quad (103)$$

$$Q_w = \frac{a_{we} * \sigma_{wy}}{N_{rein}} \quad (104)$$

$$f(N_{rbuc}) = \begin{cases} \frac{(N_{rbuc}^2 - 1)}{N_{rbuc}} & N_{rbuc} = \text{tilapäinen kuorma} \\ \frac{(N_{rbuc}^2 + 2)}{N_{rbuc}} & N_{rbuc} = \text{tasainen kuorma} \end{cases} \quad (105)$$

missä

R_w = Hakojen kestävyysindeksi

R_c = Suojabetonikerroksen kestävyysindeksi

S_w = Hakojen jakopituus

D_r = Tangon halkaisija

N_{rbuc} = Hakavälien määrä, jotka osallistuvat nurjahdukseen

N_{rein} = Haoilla sidottujen pituussuuntaisten tankojen lukumäärä

Q_w = Pistekuorma

σ_{wy} = Hakaraidoitteen myötöraja

a_{we} = Hakarautoitteen tehokas pinta-ala

N_{r0} = Aksiaalinen voima

M_{r0} = Tangon sisäinen momentti

Tasaista kuormaa kuvaavalla kaavalla luodaan yhteys betonipeitteen paksuuden, betonin puristuslujuuden ja betonin vetolujuuden välille. Kaavassa olevan kertoimen k_{qc} avulla kuvataan betonin vetolujuutta, betonin puristuslujuuden välityksellä. Kertoimelle k_{qc} käytetään aikaisemmissa tutkimuksissa laskennan ja kokeellisen tutkimuksen avulla tuotettua arvoa 0,03. Jakorautoituksen kestävyyttä kuvaavaa arvoa R_w muokkaamalla, voidaan vaikuttaa jakorautoitteen jäykkyyteen rakenteen lujuustarkastelussa. Jos tämä termi laitetaan nolleen, niin tuolloin ainoastaan suojabetonikerrosta kuvaava termi R_c jää laskennassa voimaan. Kyseinen termi on viivakuormasta laskettu resultantti. Viivakuorman suuruus määritetään erilaisten osatekijöiden tulona: [19]

$$q_c = k_{qc} * \beta_{qc} * d_1 * D_r * \sigma_c^{\frac{2}{3}} \quad (106)$$

Puristuskormituksesta syntyvien halkeamien aiheuttamaa betonin puristuslujuuden menetystä voidaan kuvata kertoimen β_{qc} avulla, joka pienentää arvon q_c suuruutta. [19]

$$\beta_{qc} = \begin{cases} 1 - 0.75 * \varepsilon_{max} / \varepsilon_c & (\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_c) \\ 0,25 & (\varepsilon_{max} \geq \varepsilon_c) \end{cases} \quad (107)$$

$$\varepsilon_c = 0,0017 + 0,0010 * \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \quad (108)$$

missä

q_c = tasainen kuorma

k_{qc} = kerroin, joka yhdistää q_c suhteellisella voimalla $\sigma_c^{\frac{2}{3}}$

d_1 = suojabetonikerroksen paksuus

σ_c = betonin puristuslujuus

σ_{c0} = huippujännitys suojabetonikerroksessa

ε_c = huippujännitystä vastaava muodonmuutos suojabetonikerroksessa

ε_{max} = maksimaalinen puristusmuodonmuutos

Esitellyssä tangon nurjahdusmallissa symmetrinen, syklinen ja poikittaissuuntainen rakenteen kuormitus aiheuttaa rakenteelle ennenaikaisen nurjahduksen. Kun $\Delta\varepsilon_{rbuc}$ ja $\Delta\varepsilon_a$ ovat samankokoisia, plastinen taipuma lohkeilun alkaessa kirjoitetaan seuraavasti. [19]

$$\phi_{rbuc} = \frac{\Delta\varepsilon_{rbuc}}{d_r} \quad (109)$$

missä

ϕ_{rbuc} = kimmainen taipuma nurjahduksen alkuvaiheessa

d_r = vedetyn- ja puristetun raudoitteen keskipisteiden välinen etäisyys

$$\Delta\varepsilon_{rbuc} = \varepsilon_{max} - \varepsilon_r \quad (110)$$

missä

ε_r = veto muodonmuutos

ε_{max} = maksimaalinen puristus muodonmuutos

Rakenteen kimmoista taipumaa voidaan arvioida menetelmän avulla, jossa on hyödynnetty aikaisemmassa kaavassa käytettyä σ_k ja σ_{ry} välistä yhteyttä.

$$\Delta\varepsilon_B = \left(\frac{2 * \left(\frac{D_r}{S_w} \right)}{3 * N_{rbuc} * a_x} * \left(\frac{g(N_{rbuc}) * \sigma_{rm}}{\sigma_{ry}} - 1 \right) \right)^2 \quad (111)$$

missä

σ_{ry} = Tangon myötölujuus

Seuraavassa kaavassa on kuvattu Eulerin kriittisen jännityksen aiheuttamaa jännitystä rakenteessa. Jännitys on laskettu Menegotto-Pinton mallilla: [19]

$$\sigma_{ry} - b_b * E_r * \Delta\varepsilon_B \geq 0 \quad (112)$$

missä

E_r = Kimmoinen Young'in moduuli

Eulerin kriittinen jännitys saadaan käyttämällä aikaisemmin tässä työssä esiteltyä Eulerin nurjahduskaavaa. Kimmomoduuli E_{req} saadaan numeerisella analyysillä seuraavasti: [19]

$$E_{req} = (e^{(-\alpha_{rb} * \Delta\varepsilon_{rbuc} * \chi)} + \gamma) * E_r \quad (113)$$

$$\chi = \frac{(\Delta\varepsilon_{rbuc} - \Delta\varepsilon_B)}{\Delta\varepsilon_{rbuc}} \quad (114)$$

missä

$\alpha_{rb} = 180$

$\gamma = 0,045$

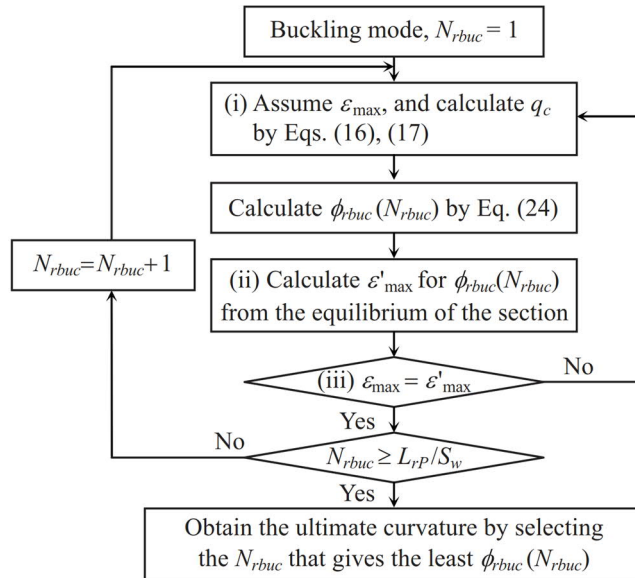
Rakenteelle voidaan määrittää pienin kaarevuus ϕ_{rbuc} :

$$\phi_{rbuc} = -\frac{1}{\alpha_{rb} * d_r} * \ln \left(\left(\frac{\sigma_{ry}}{E_r} - b_b * \Delta\varepsilon_B \right) * \left(\frac{2 * S_w * N_{rbuc}}{\pi * D_r} \right)^2 - \gamma \right) + \frac{\Delta\varepsilon_B}{d_r} \quad (115)$$

Tutkimukseen liitetystä laboratoriotesteissä on huomattu, että 650 mm x 650 mm kokoisen poikkileikkauksen omaavan, 1,5 metriä pitkän betonipilarin jakoraidoitteet alkavat myötää, kun pääraudoitteen vaakasuuntainen siirtymä Δ on 6,4 mm. Betonipeite alkaa lohkeilla irti ydinbetonista, kun pääraudoitteen vaakasuuntainen siirtymä Δ on 36,2mm. Samalla myös pääraudoitteet nurjahtavat ja menettävät rakenteen

pituuussuuntaisen kestävyytensä. Kuormitustesteissä käytetyn teräksen myötölujuus on 424 MPa. [19]

Naito et. al. toteuttamassa tutkimuksessa on tuotettu laskentaohje rakenneteräksen kaarevuuden selvittämiseksi kuormituksen alla. Menetelmällä saadaan ratkaistua raudoitteen taipuma ja sitten sitä voidaan verrata kriittiseen taipumarajaan.



Kuva 27 Tutkimuksessa on tuotettu menettelytapa. [19]

Laskentavaiheet lähdetutkimuksessa suositellussa mallissa ovat seuraavia. Ensin valitaan nurjahdusmuoto ja arvioidaan arvolle ε_{max} suuruus, sekä lasketaan q_c . Tämän jälkeen lasketaan arvo $\phi_{rbuc}(N_{rbuc})$ poikkileikkauksen tasapainoa hyödyntäen. Seuraavaksi lasketaan arvo ε_{max} , joka ei voi ylittää arvoa ε'_{max} . Määritetyn arvon N_{rbuc} tulee olla suurempi kuin poikkileikkauksen pituuden suhde hakojen jakopituuteen. Lopullinen taipuma rakenteelle saadaan, kun valitaan jakovälien määrälle arvo N_{rbuc} , joka antaa pienimmän taipuman lausekkeessa $\phi_{rbuc}(N_{rbuc})$. [19]

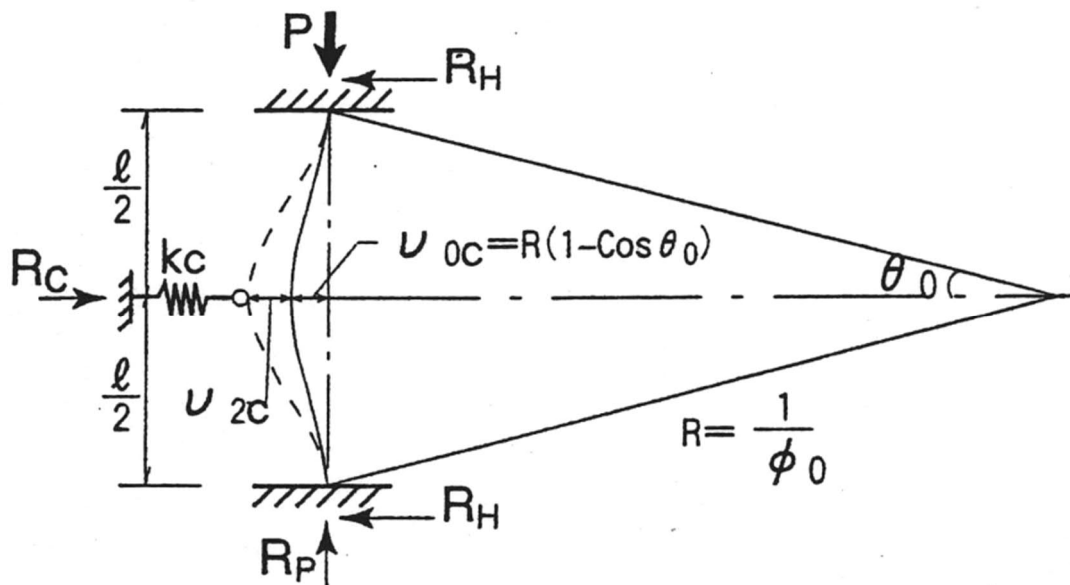
3.6 Suojabetonikerroksen lohkeilu Sudan ja Masukawan mukaan

Kumiko Suda ja Junji Masukawa ovat myöskin tutkineet suojabetonikerroksen lohkeilua teräsbetonisissa siltapilareissa ja tornimaisissa betonirakenteissa. Tutkimus jakaa rakenteen lujuuden neljään osaan. Rakenteen nurjahdukseen ja betonipeitteen lohkeiluun vaikuttavat ensimmäiseksi betonin vetolujuus, joka rajoittaa pääraudoitteiden tartuntaa. Toiseksi pääraudoitteen nurjahdusta rajoittaa jakorauδοite, joka lyhentää rakenteen nurjahduspituutta. Kolmanneksi nurjahdusta rajoittaa pääraudoitteen oma taiputusjäykkyys, jossa huomioidaan palastiset vaikutukset. Neljänneksi raudoitteen

nurjahduskestävyydestä tarkastelussa huomioidaan pääraudoitteen alkuperäinen kaarevuus. [20]

Tässä menetelmässä oletetaan, että betonin pintaan syntyy kuormituksen alla halkeamia pääraudoituksen taipumisen johdosta. Pääraudoituksen nurjahduspituus voidaan määrittellä tarkasti tutkimalla rakenteessa tapahtuvia kimmomoduulin muutoksia. Kimmomoduulin muutokset aiheuttavat rakenteen plastisoitumista. Tutkimuksessa käytetyssä nurjahdusmallissa oletetaan että, rakenteen nurjahduspituus on tiedossa.

Suojabetonikerroksen jäykkyyttä on mallinnettu tässä menetelmässä jousilla. Rakenne on yksinkertaistettu niin, että suojabetonikerrosta kuvaavien jousien määrä on supistettu yhteen jouseen, joka on keskellä nurjahtavaa jänneväliä. Jousi toimii lineaarisesti, mikä tarkoittaa että, sillä on aina sama jousiavakio. [20]



Kuva 28 Laskennassa käytettävä rakennemalli. [20]

$$v_{0C} = R(1 - \cos \theta_0) = \frac{\phi_0 * l^2}{8} \quad (116)$$

missä

l = nurjahduspituus

ϕ_0 = raudoitteen keskimääräinen taipuma, juuri ennen nurjahdusta

$$R = \frac{1}{\phi_0}$$

Rakenteen nurjahduspituudeksi määritetään sellainen rakenteen mitta, jolla rakenteen stabiiliteetti menetetään. Nurjahduspituus lasketaan seuraavasti:

$$l = 4,4 * \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}}$$

missä

$$\beta = k * c$$

k = jousen jäykkyyttä kuvaava kerroin

c = jousen poikkeama tasapainoasemastaan

Betonipeitettä kuvaavan jousen jäykkyydeksi β pyritään määrittämään sellainen arvo, jonka käyttäytyminen vastaa mahdollisimman hyvin betonipeitteen käyttäytymistä vastaavassa tilanteessa.

Pääraudoituksen alkukaarevuutta kuvataan termillä v_0 ja nurjahduksen tapahtuessa pääraudoitteen poikittaista siirtymää kuvataan termillä v_2 : [20]

$$v_0 = v_{0c} * \sin^2\left(\frac{\pi * x}{l}\right) \quad (117)$$

$$v_2 = \frac{v_{0c} * \alpha}{2(1-\alpha)} * \zeta\left(\frac{x}{l}\right) \quad (118)$$

missä

x = raudoitteessa tapahtuva pituussuuntainen siirtymä

$$\alpha = \frac{P}{P_{E0}}$$

$$\zeta\left(\frac{x}{l}\right) = \cot\left(\frac{\pi * \sqrt{\alpha}}{2}\right) * \sin\left(\frac{2 * \pi * \sqrt{\alpha} * x}{l}\right) - \cos\left(\frac{2 * \pi * x * \sqrt{\alpha}}{l}\right) + \cos\left(\frac{2 * \pi * x}{l}\right) - \frac{2 * \pi * x * \sqrt{\alpha}}{l} * \cot\left(\frac{\pi * \sqrt{\alpha}}{2}\right)$$

sievennetään:

$$\zeta\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi * \sqrt{\alpha}}{2}\right)} * \sin\left(\frac{2 * \pi * \sqrt{\alpha} * x}{l}\right) - \cos\left(\frac{2 * \pi * x * \sqrt{\alpha}}{l}\right) + \cos\left(\frac{2 * \pi * x}{l}\right) - \frac{2 * \pi * x * \sqrt{\alpha}}{l} * \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi * \sqrt{\alpha}}{2}\right)}$$

Rakennetta kuormittava taivutusmomenttia kuvataan yhtälöllä [20]:

$$M = -\frac{P_{E0} * v_{0c} * \alpha}{2 * (1-\alpha)} * \left(-\alpha * \cot\left(\frac{\pi * \sqrt{\alpha}}{2}\right) * \sin\left(\frac{2 * \pi * \sqrt{\alpha} * x}{l}\right) + \alpha \cos\left(\frac{2 * \pi * \sqrt{\alpha} * x}{l}\right) - \cos\left(\frac{2 * \pi * x}{l}\right)\right) \quad (119)$$

Menetelmässä oletetaan, että nurjahduslujuus P saavuttaa maksimaalisen arvonsa, kun taivutusmomentti saavuttaa maksiminsa. Tuossa tilanteessa poikkileikkaus saavuttaa plastisen myötörajan ja koko poikkileikkaus plastisoituu. Tällöin kriittistä nurjahduskuormaa voidaan mallintaa seuraavasti: [20]

$$P_{m,cr2} = 4 * P_{E0} - \frac{42 * P_{E0}^2 * v_{0c}}{d^3 * \sigma_y + 12 * P_{E0} * v_{0c}} \quad (120)$$

missä

σ_y = raudoitteen myötölujuus

P_{E0} = Suoran raudoitteen nurjahduskuorma

$$P_{E0} = \frac{4 * \pi^2 * E * I}{l^2} \quad (121)$$

Rakenteessa olevan jousen oletetaan olevan lineaarinen. Vetojännityksen σ_c ja halkeamaleveyden ω välinen suhde saadaan:

$$\sigma_c(\omega) = f_t * \left(1 - \frac{\omega}{\omega_u}\right) \quad (122)$$

Halkeamaleveyden ω_u oletetaan olevan samansuuruinen pääraudoitteen taipuman v_2 kanssa. Jos halkeamaleveys rakenteessa saavuttaa kriittisen halkeamaleveyden arvon ω_u , silloin kun $x = x_0$. Tuolloin kriittisen halkeamaleveyden ω_u suuruus lasketaan seuraavan lausekkeen mukaisesti: [20]

$$\omega_u = \frac{v_{0C}}{2} * \frac{\alpha}{1-\alpha} * \zeta\left(\frac{x_0}{l}\right) \quad (123)$$

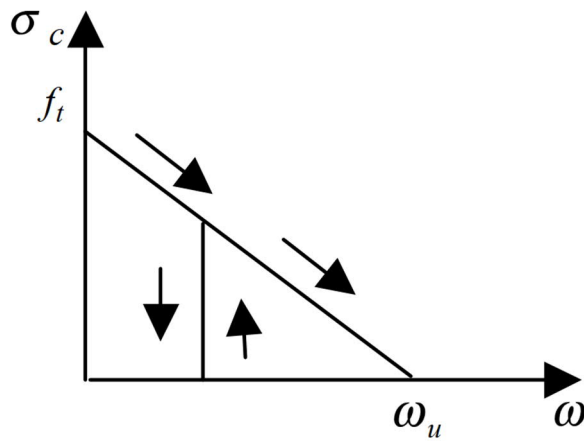
Betonipeitettä kuvaavan jousen tuottaman vaakasuuntaisen tukireaktion R_c suuruus saadaan, kun aikaisempien yhtälöiden tiedot sijoitetaan edellä mainittuun kaavaan ja integroidaan:

$$R_c = 2 * f_t * a * l * \int_0^{\frac{x_0}{l}} \left(1 - \frac{\zeta\left(\frac{x}{l}\right)}{\zeta\left(\frac{x_0}{l}\right)}\right) d\frac{x}{l} \quad (124)$$

Kun lausekkeen loppuosassa olevaa integraalia sievennetään hieman, yhtälö päättyy muotoon:

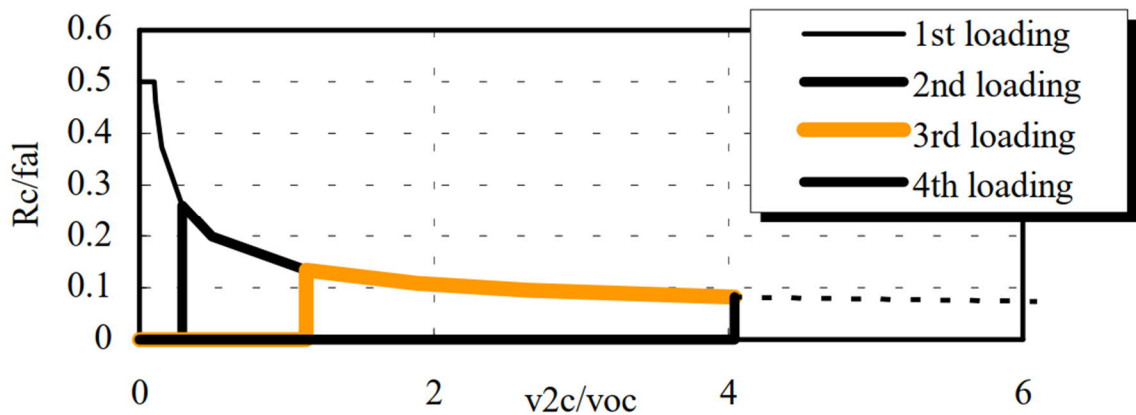
$$\frac{R_c}{f_t * a * l} = 2 * \left(\frac{x_0}{l} - \frac{1}{\zeta\left(\frac{x_0}{l}\right)} * \int_0^{\frac{x_0}{l}} \zeta\left(\frac{x}{l}\right) d\frac{x}{l}\right) \quad (125)$$

Ylläolevat yhtälöt hallitsevat halkeamanleveyden ω_u ja rajoittavan voiman välistä suhdetta. Lähde tutkimuksessa on kuormitettu rakennetta osissa. Rakennetta on kuormitettu aluksi sellaisella voimalla, joka saa aikaan betonin pinnan halkeamisen. Tämän jälkeen jännitys pääteräksissä on alkanut pienentyä, mutta halkeamaleveyden kasvuun tämä ei vaikuta. Tässä tapauksessa rakenteelle kohdistuu aksiaalinen puristuskuorma olosuhteissa $\frac{\omega_u}{v_{0C}} = 0,1$. [20] Jokaisessa syklissä betonipeitettä kuvaaviin jousiin varastoituu energiaa. Se saadaan laskettua kertomalla kuvassa 35 esiintyvä käyrien ympäröimä alue $f_t * al * v_{0C}$. A_G on ainoa funktio $\frac{\omega_u}{v_{0C}}$ ja $\frac{v_u}{v_{0C}}$.



Kuva 29 σ_c ja ω välinen yhteys. [20]

Jännitys pääteräksissä pienenee lineaarisesti halkeamaleveyden kasvaessa. Kun jännitys pääteräksissä on laskenut noin kolmanneksen verran, kuormitus poistetaan. Tämän jälkeen kuormitus palautetaan ja jatketaan rakenteen kuormittamista. Halkeamaleveyden ollessa maksimissaan, jännitys rakenneteräksissä on minimissä. Kaava rakenteen vakauden arvioimiseksi toteutetaan Timoshenkon energiamenetelmää hyödyntäen.



Kuva 30 Rajoittava voima käänteisen kuormituksen aikana. [20]

Kuvaaja selventää betonipeitteen rajakuorman R_c muuttumista kuormituksen edetessä ja halkeamaleveyden kehitystä. Käyrä ei kuitenkaan suoraan kuvaa betonikerroksen kuormituskestävyyden heikentymistä, jolloin tässä tapauksessa kuormituskertojen lukumäärällä ei ole niin paljon merkitystä. Kuormituksen alkaessa pääraudoitetta mukaileva halkeama on muodostunut betonipeitteeseen. [20]

Rakenteen ollessa tasapainotilassa, potentiaalinen kokonaisenergia saa pienimmän arvonsa. Tasapainoaseman lähellä kokonaispotentiaalienergian muutosta kuvataan lausekkeella: [20]

$$\pi \circ \Delta U + \Delta V$$

(126)

missä

ΔU = sisäisen energian muutos

ΔV = Ulkoisen potentiaalienergian muutos, samassa ajassa kuin sisäenergian muutos

Jos $\circ T$ on ulkoisen voiman toteuttama työn lisäys, niin $\Delta V = -\Delta T$. Tällöin myöskin: [20]

$$\pi \circ \Delta U - \Delta V \quad (127)$$

Lauseke on tasapainossa eli stabiilissa tilassa silloin, kun $\Delta U > \Delta T$ ($\Delta\pi > 0$). Rakenne on epästabiilissa tilassa vastaavasti silloin, kun $\Delta U < \circ T$ ($\Delta\pi < 0$). Rakenne on kokonaisuudessaan stabiilissa tilassa silloin, kun puristusvoima P vaikuttaa rakenteeseen. Rakenteen nurjahdustila voi olla stabiili, jolloin rakenne on tasapainossa alkuperäisen taipuman $v_0(x)$ kanssa tai tasapainotila on erittäin lähellä mainittua aluetta (i). Taipuma $v_2(x)$ johtuu rakenteessa tapahtuvasta nurjahduksesta, tämä on toinen tasapainotila (ii). [20]

Pääraudoite taipuu hieman lisää, kun rakenne menee ensimmäisestä stabiilisesta tilasta (i) toiseen stabiiliseen tilaan (ii). Aksiaalisen puristusvoiman suuruus P ei kuitenkaan muutu. Betonipeitteen epälineaarisiin jousiin kertyy sisäistä energiaa ΔU , mikä johtuu pääraudoitteen taipumisesta. Taipuessaan raudoite siirtää myös pystykuormia alaspäin etäisyyden e_2 verran. Siirtyessään pystyvoima tekee työtä, jota ilmaistaan symbolilla ΔT . Stabiilisen tilan muutoksessa ja pystyvoiman siirtymisessä tehtyä työtä ilmaistaan yhtälöillä: [20]

$$\Delta U = 2 * \left(\frac{1}{2} * EI * \int_0^l \left(\frac{d^2 v_2}{dx^2}\right)^2 dx\right) + \int_0^{v_{2C}} R_c(\omega) d\omega \quad (128)$$

$$\Delta T = P * e_2 = P \int_0^l \left(\left(\frac{dv_2}{dx}\right)^2 + 2 * \left(\frac{d^2 v_2}{dx^2}\right) * \left(\frac{d^2 v_0}{dx^2}\right) \right) dx \quad (129)$$

$$\int_0^{v_{2C}} R_c(\omega) d\omega = f_t * a * l * v_{0C} * A_G \left(\frac{\omega_u}{v_{0C}}, \frac{v_{2C}}{v_{0C}} \right)$$

missä

f_t = betonin vetokestävyys

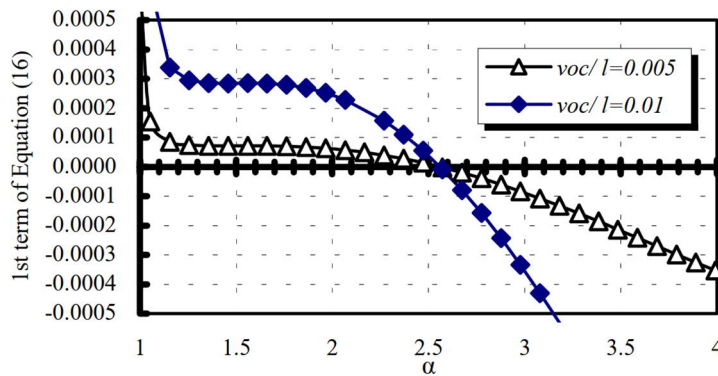
a = vaakasuuntainen etäisyys pääraudoitteiden välissä

$A_G \left(\frac{\omega_u}{v_{0C}}, \frac{v_{2C}}{v_{0C}} \right)$ = suojabetonikerroksen lohkeiluenergia

Termi $\Delta\pi$ normalisoidaan jakamalla se normaalivoimalla P_{E0} ja nurjahduspituudella l . Ensimmäinen termi on esitetty raudoitteen jakovälin ja alkuperäisen taipuman funktiona. Symboli α on ilmoitettu aksiaalisen puristuskuorman suhteen. Toista termiä edustaa betonipäällysteen lohkeiluenergian ja molemmista päistä kiinnitetyn suoran betoniteräksen nurjahduskuorman välinen suhde: [20]

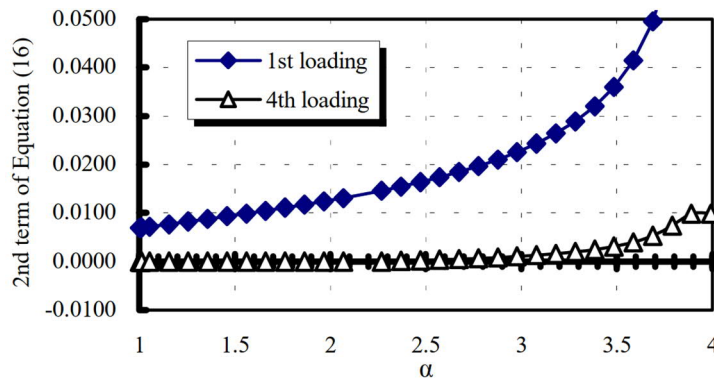
$$\frac{\Delta\pi}{P_{E0} * l} = \frac{v_{0C}^2}{l^2} * \frac{\alpha^4}{(1-\alpha)^2} * g(\alpha) + \frac{v_{0C} * f_t * a}{P_{E0}} * A_G * \left(\frac{\omega_u}{v_{0C}}, \frac{v_{2C}}{v_{0C}} \right) \quad (130)$$

Yhtälössä esiintyvien termien suhteet esitetään alla olevissa kuvaajissa. Ensimmäisessä kuvaajassa on edellä esitellyn lausekkeen ensimmäisen termin ja α välinen suhde. Toisessa kuvaajassa on esitetty lausekkeen toisen termin ja α välinen suhde. Kolmannessa kuvaajassa on esitelty lausekkeessa olevan termin $\Delta\pi$ ja termin α välinen suhde. [20]



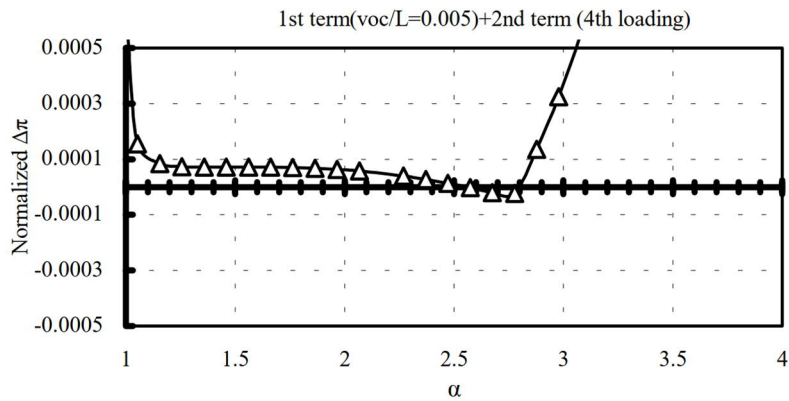
Kuva 31 Ensimmäisen termin ja termin α välinen suhde [20]

Ensimmäisen termin ja termin α välinen suhde esitetään yllä olevassa kuviossa. Se menee nolnaan, kun α saa 2,56 arvon riippumatta arvosta $\frac{v_{0C}}{l}$. Rakenteita kuormitetaan aikaisemmin työssä kuvailluissa sykleissä. Syklit näkyvät kuvaajissa tuloksia esittävien merkkien välillä olevina pidempinä väleinä. [20]



Kuva 32 Toisen termin ja termin α välinen suhde [20]

Toisen termin arvot, jotka vastaavat kuvassa 35 esitellyjä ensimmäisen ja neljännen syklin arvoja. Neljännessä jaksossa dimensioton termi $\Delta\pi$ muuttuu negatiiviseksi, toisen termin pysyessä arvossa 0. Tämä johtuu osaksi termistä α , joka on suurempi kuin 2,56. Termi $\Delta\pi$ pysyy kuitenkin positiivisena betonipäällysteen halkeillessa. Tuolloin kuitenkin betonipäällysteen rajoitusvoima ei ole nolla, edes halkeaminen kohdalla. Tämä johtuu siitä, että toinen termi on suurempi kuin ensimmäinen termi. [20]



Kuva 33 Dimensiottoman termin $\Delta\pi$ ja 4 termin α välinen suhde [20]

Analyttisessä tutkimuksessa on luotu rajat betonin lohkeilulle ja raudoitetankojen nurjahdukselle. Näiden ilmiöiden ajoituksen arviointiin liittyy kuusi erilaista osa-aluetta. Ensimmäiseen osaan kuuluvat rutiininomaiset seikat: puristusvoima P , joka vaikuttaa raudoitteeseen, näennäinen kimmomoduuli E , joka ottaa huomioon raudoitteen plastisoitumisen ja kappaleen kaarevuuden ϕ_0 [20]

Toisessa ja kolmannessa osa-alueessa lasketaan nurjahduspituus $l_{0,cr}$ ja alkupoikkeama v_{0C} . Neljännessä ja viidennessä kohdassa ennustetaan, että lohkeileeko betonipeite ja nurjahtavatko pääteräkset. Viimeisessä kohdassa vahvistetaan hysteerisääntö jännitys- venymä käyränsuhteen nurjahduksen jälkeen.

Betonipäällysteen lohkeilua voidaan arvioida seuraavan kahden ehdon avulla. Betonipeitelohkeilee pois, kun nämä kaksi ehtoa täyttyvät. [20]

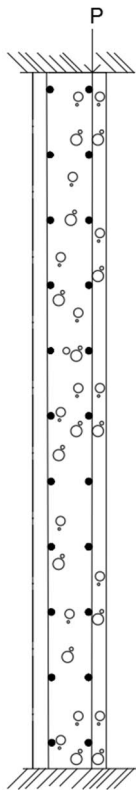
Ehto (a), jossa pääraudoitus altistuu tasaiselle tai sykliselle puristavalle kuormitukselle. Teräksen plastisoituminen etenee tasaisen kuormituksen alla ja nurjahduspituus $l_{0,cr}$ lyhenee. [20]

Ehto (b), aksiaalisen puristuskuorman suhde α on 2,56 pääteräksen alkutaipumasta riippumatta, jos tarkastellaan vain teräksen vaikutuksia. Betonipäällyste lohkeilee siis pois rakenteen pinnalta, kun molemmat ehdot (a) ja (b) täyttyvät. [20]

4. ESIMERKKIRAKENNE

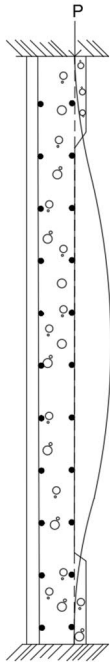
4.1 Laskentaperiaatteet

Esimerkkirakenteena käytetään jo aikaisemmin tässä tutkimuksessa esitettyä rakenneratkaisua, jossa rakenteen rauditus poikkeaa eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja ACI:n 318 mukaisista rakenteista [16] [2]. Seinärakenteessa on sijoitettu jakorauditus pääraudoituksen toiselle puolelle, joka poikkeaa normaalista ohjeen mukaisesta raudoituksesta. Tämä rauditusmuoto tuottaa rakenneteräksille paljon pidemmän nurjahduspituuden, kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti toteutetuille raudoitteille. [2]



Kuva 34 Pääraudoite ennen kuormituksen alkamista.

Esimerkkirakenteessa käytetään erillisiä, toisistaan riippumattomasti toimivia raudoitteita. Rauditusverkot eroavat tangoista kootusta raudoitteesta pää- ja jakoterästen välisien hitsauksien ansiosta. Hitsaukset sitovat pääteräkset ja jakoteräkset yhteen, joten tämä tarkastelu ei sovellu verkkojen lujuuksien tarkasteluun. Jakoraudituksen sijaitessa seinän sisäpuolella, se ei kykene rajoittamaan pääraudoituksessa tapahtuvaa poikittaissiirtymää seinärakenteen pinnan puolelle.



Kuva 35 Jakoraudoitteen nurjahtaessa suojabetonikerros on lohkeillut.

Esimerkkirakenteen laskennassa hyödynnetään edellisessä luvussa esiteltyä betonipeitettä ja jakoteräksiä koskevaa laskentateoriaa. Esimerkkirakenteen pääraudoitteen nurjahduskestävyyttä käsitellään työssä esitettyjen rakenteen nurjahduskestävyyttä arvioivien menetelmien avulla. ACI-318 ohjeesta valitaan yksi käytettävä laskentamenetelmä sekä eurokoodista SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC yksi menetelmä. Lisäksi pääraudoitteelle määritetään nurjahduskestävyys myös työssä esiteltyjen tutkimusten mukaisia laskentamenetelmiä käyttäen. Lisäksi rakenneteräkselle toteutetaan vielä nurjahdustarkastelu ANSYS-laskentaohjelman avulla.

Laskennassa käytettävää esimerkkirakennetta kuormitetaan normaalivoimalla raudoitteen kohdalta. Rakennetta kuormitetaan niin suurella voimalla, että kuormitettava pääteräs alkaa nurjahtaa betonista ulospäin. Raudoitteen nurjahdussuunta päätellään rakenteen kokonaisuudesta. Oletetaan siis, että pääteräs nurjahtaa ohuen suojabetonikerroksen läpi aikaisemmin kuin raudoitteen toisella puolella sijaitsevan paksun betoniseinän läpi.

4.2 Esimerkkirakenteen laskentamalli

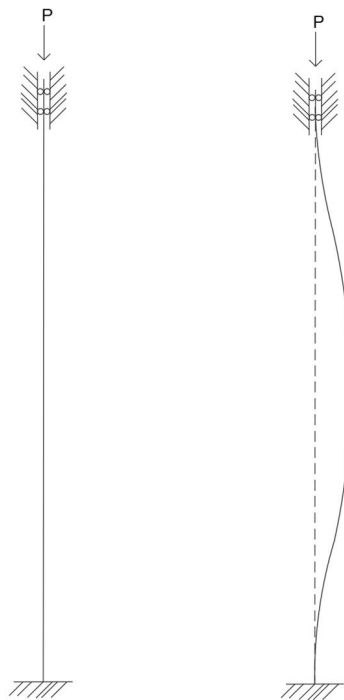
Esimerkkirakenteen laskentavaiheessa rakennetta käsitellään yksi pystyteräs kerrallaan. Nurjahduskestävyyden laskennassa ei huomioida vaakaterästen vaikutusta rakenteen kestävyteen, sillä vaakaraudoitteiden katsotaan vaikuttavan

pystyraudoitteen toimintaan niin vähän, että nurjahdusmuoto mukailee lokaalia nurjahdusmuotoa.

Laskentamallilla pyritään kuvaamaan mahdollisimman hyvin luvun alussa kuvailtua rakennetta. Laskentamallin dimensioina pyritään käyttämään sellaisia arvoja, jotka ovat yleisessä käytössä teräsbetoniseinissä. Tällöin esimerkkitalanne on useammissa tapauksissa hyvin sovellettavissa käytännön tilanteisiin.

Laskentamallissa oletetaan, että nurjahdus tapahtuu ensisijaisesti pääraudoituksen keskiosassa. Raudoituksen yläpää pääsee liikkumaan vapaasti korkeussuunnassa ja näin mahdollistaa raudoitteissa vaakasuuntaiset siirtymät.

Rakennetta kuormittavalla voimalla P kuvataan rakenteen kriittistä nurjahduskuormaa. Pääraudoitteen nurjahdusmuotona käytetään kuvan mukaista nurjahdusmuotoa. Tämä muoto vastaa tilannetta, jossa betonipeite tai jakorautoite estävät rakenteen kiertymän sen molemmissa päissä. Toinen tuki kuitenkin mahdollistaa rakenteen pituussuuntaisen liikkeen. Tuolloin rakenne voi puristua kasaan ja pääteräksen nurjahdus on mahdollinen.



Kuva 36 Laskentamalli

Esimerkkirakennemallia pyritään mukailemaan mahdollisimman hyvin erilaisilla laskentamenetelmillä laskettaessa. Esimerkkirakenteen tarkoituksena on tuottaa laskentatuloksiin tarkkuutta, kun kaikissa laskentamenetelmissä pyritään laskemaan nurjahduskestävyys samanlaiselle rakenteelle.

Taulukko 15 Laskentamallin dimensiot.

| Materiaali | Symboli | Mitta |
|-----------------------------------|-----------|----------------------|
| Suojabetonietäisyys | c | 35 mm |
| Jänneväli | L | 3000 mm |
| Betonin lujuusluokka | | C30/37 |
| Betonin puristuslujuus | f_{ck} | 30 MPa |
| Betonin vetolujuus | f_{ctk} | 2,9 MPa |
| Betonin kimmokerroin | E_{cm} | 33 GPa |
| Suorakulmion neliömomentti | I | $\frac{b * h^3}{12}$ |
| Raudoitteiden lujuusluokka | | B500B |
| Teräksen myötölujuus | f_{yk} | 500 MPa |
| Pystyraudoitteen halkaisija | R | 16 mm |
| Teräksen kimmokerroin | E | 210 GPa |
| Tangon neliömomentti | I | $\frac{\pi}{4} R^4$ |
| Nurjahduspituus | l_0 | $0,5 * L$ |

Lukuarvoina materiaaleille pyritään käyttämään mahdollisimman yleisessä käytössä olevia arvoja. Lukuarvoille ei ole käytetty varmuuskertoimia, joten laskenta on suoritettu kaikissa tapauksissa materiaalien ominaisarvoilla.

Rakenteen nurjahduspituus on määritetty edellä esitellyn laskentamallin ja Eulerin nurjahdusteorian perusteella. Laskennassa käytettävän raudoitteen halkaisijaksi on valikoitunut 16mm ja betonipeitteen vahvuudeksi valitaan 35 mm. Betoni- ja teräslaatuina käytetään yleisiä C30/37 ja B500B lujuusluokkia.

5. LASKENTA

5.1 Eurokoodin mukaan

5.1.1 Raudoittamattoman seinän normaalivoimakkestävyys

Raudoittamattoman seinän puristuslujuus määritetään eurokoodin SFS-EN-1992-1-1 ja Suomen kansallisen liitteen mukaisesti. Seinän dimensioiksi valikoituu seuraavia arvoja: kokonaispaksuus 150 mm, leveys 1000mm ja korkeus 3000mm. Normaalivoimakkestävyys määritetään seuraavan kaavan avulla:

$$N_{Rd} = b * h_w * f_{cd,pl} * \Phi \quad (3)$$

missä

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h_w = 150 \text{ mm}$$

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

Raudoittamattoman seinärakenteen mitoituksessa betonin puristuslujuutta arvioitaessa käytetään arvoja $\alpha_{cc,pl} = 0,7$ ja $\alpha_{ct,pl} = 0,6$. Osavarmuusluvun γ_c paikalla käytetään arvoa 1. Kerroin määritetään kansallisessa liitteessä olevan kaavan mukaisesti:

$$\Phi = \frac{1 - 2,4 * \left(\frac{e_{tot}}{h_w}\right)}{1 + 0,07 * \left(\frac{l_0}{h_w}\right)^2 * \left(0,1 + \frac{e_{tot}}{h_w}\right) * (0,8 + \varphi_{ef}) * \left(\frac{f_{ck}}{30}\right)^{0,7}} \quad (6)$$

missä

$$e_0 = h/30 \text{ tai vähintään } 20 \text{ mm}$$

$$e_i = l_0/400$$

Viruma huomioidaan arvolla φ_{ef} . Viruman kaavassa oleva suhteellinen kuivumispituus lasketaan seuraavasti.

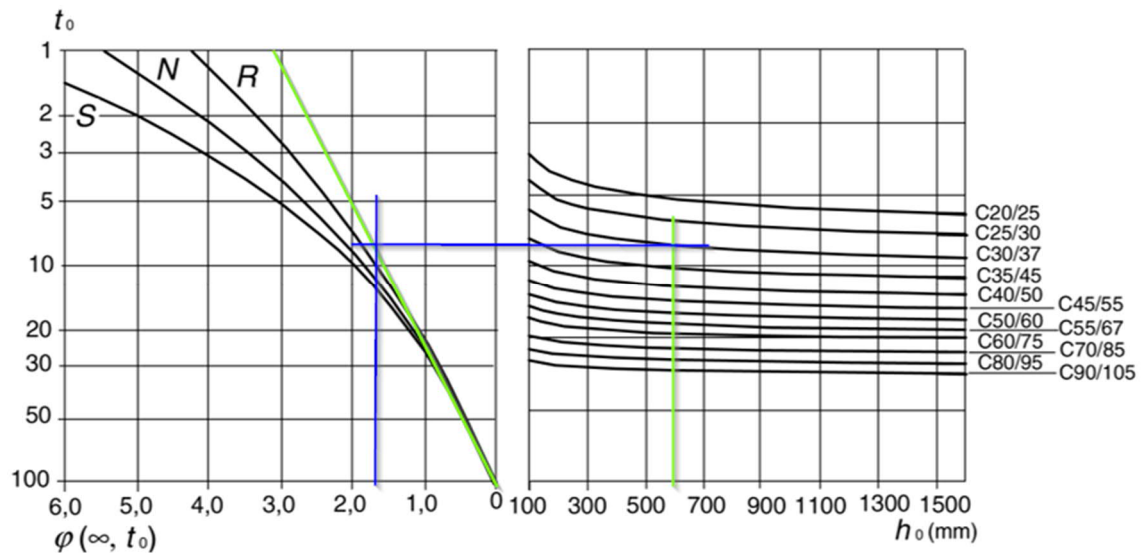
$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * M_{0Ep}/M_{0Ed} \quad (32)$$

$$h_0 = 2 * A_c/u \quad (33)$$

missä

$$A_c = 3000\text{mm} * 150\text{mm}$$

$$u = 3000\text{mm} * 2$$



Kuva 37 Lopullisen virumaluvun määrittäminen

Luku $\varphi(\infty, t_0)$ määritetään 28 päivän ikäiselle normaalilla sementillä valmistetulle poikkileikkaukselle. Tulokseksi saadaan seuraavan kuvan mukaisesti 1,7. Rakennetta kuormittavien taivutusmomenttien suhde oletetaan olevan 1, jolloin pitkäaikaiset kuormat käyttörajatilassa ovat yhtäsuuria kuin murtorajatilan kuormat. Tällainen alkuoletus asettaa tuloksen varmalle puolelle.

5.1.2 Sauvan normaalivoimakkestävyys

Standardista SFS-EN-1992-1-1 ei löydy suoraan esimerkkirakenteen kaltaisen betonirakenteen mitoitusohjetta. Vertailtavan rakenteen mitoitus eurokoodin mukaan onnistuu tilanteessa, jossa tutkitaan pelkän pääraudoitteen nurjahduskestävyyttä koko rakenteen matkalla. Momentinsuurennus-menetelmä ja nimellisenkaarevuuden-menetelmä mitoittavat seinärakenteet kokonaisina rakenteina, eivätkä vain rakenteen raudoituksia.

Tutkimuksissa esiintyvien laskentamenetelmien kanssa vertailtavaksi menetelmäksi, valikoituu eurokoodissa SFS-EN-1992-1-1 esiintyvä Eulerin nurjahdusteoriaan pohjautuva laskentamenetelmä.

Eurokoodin mukaan rakenne on mitoittettava raudoitetankona, joka on irrallaan muusta rakenteista. Laskentamenetelmää voidaan soveltaa myös sellaiseen tilanteeseen, jossa poikkileikkauksesta on lohkeillut betonipeite pois. Jäljelle on jäänyt vain pelkästään yksi raudoitustanko. Tai vaihtoehtoisesti betonipeite voi olla vielä paikallaan, mutta se on jo niin halkeillut, että se ei ota vastaan lainkaan poikittaiskuormitusta. Tämä menetelmä ei siis ota kantaa betonin ja teräksen väliseen vuorovaikutukseen rakenteessa. Teorian

mukainen rakennemalli esimerkkirakennetta vastaavasta tilanteesta on esitetty seuraavassa kuvassa.



Kuva 38 Tangon nurjahdusmuoto

Sauvan kimmoinen nurjahduskuorma voidaan laskea siis teoriaosuudessa olevan Eulerin nurjahdusteorian mukaan. Teoria ei ota kantaa sauvan plastiseen nurjahduskestävyyteen. Nurjahdusmuotona voidaan tässä tapauksessa käyttää d-muotoa yllä olevan kuvan mukaisesti. Nurjahdusmuotoon vaikuttavat sauvan päiden kiinnitystavat. Tässä tapauksessa oletetaan, että nurjahdus ei pääse tapahtumaan rakenteen koko pituudelta.

Halkeilematon betonipeite tai jakorautoitteet estävät tankoa kiertymästä sen päistä. Tangon päiden kiinnitystavoista ja nurjahdusmuodosta johtuen, nurjahduspituutena voidaan käyttää puolet pienempää arvoa kuin alkuperäinen arvo. Sauvalle lasketaan kriittinen normaalivoima seuraavan kaavan mukaisesti:

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_0^2} \quad (8)$$

Sauvassa vallitseva jännitys nurjahduksen tapahtuessa voidaan laskea jännityksen σ kaavan avulla. Jännityksen kaava on [21]:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (131)$$

missä

N = normaalivoima

A = tangon pinta-ala

Kyseistä kaavaa voidaan käyttää myöskin muiden rakenteiden kriittisten nurjahdusjännitysten laskemiseen.

5.2 ACI-318 mukaan

ACI:n ohjeessa 318 on esitelty eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC tavoin useampi eri mitoitusmenetelmä seinien mitoitusta varten. Mitoitusmenetelmät ovat hyvin samanlaiset kuin eurokoodissakin. Ne mitoittavat koko rakenteen tai vain yhden rakenneosan kerrallaan. Ne eivät ota kantaa betonipeitteen käyttäytymiseen rasituksen alla, vaan ajattelevat sen toimivan vain sisempiä rakennekerroksia suojaavana elementtinä.

Seinien suuntaa-antavaan tarkasteluun on esitetty yksinkertaistettu seinärakenteen mitoitusmenetelmä. Tällä menetelmällä voidaan määrittää tärkeimmät dimensiot seinärakenteelle. Menetelmä tarkastelee rakennetta kokonaisuutena, jolloin se ei erittele raudoitteiden nurjahdukseen ja betonin lohkeiluun liittyviä seikkoja.

Momentin suurennus-menetelmällä voidaan määrittää rakenteelle mitoitusmomentti. Tämä menetelmä sopii hyvin taivutetun ja puristetun rakenteen mitoitukseen, joka on myös suunnattu kokonaisille teräbetonirakenteille. Menetelmän antamat tulokset ovat vertailukelpoisia esimerkiksi eurokoodissa olevan yksinkertaistetun mitoitusmenetelmän kanssa. Näillä menetelmillä ratkaistut arvot ovat siis vertailukelpoisia eurokoodin mukaan ratkaistujen kokonaisille seinärakenteille laskettujen kestävyysien kanssa.

Kolmas menetelmä käsittelee puhtaasti vain tankomaisen rakenteen nurjahduskestävyyttä. Tällä menetelmällä voidaan tarkastella yhden rakenneosan nurjahduskestävyyttä kerrallaan, kuten esimerkiksi yhden raudoitusteräksen tai betonipilarin toimintaa. Menetelmä on vastaava kuin eurokoodissa oleva Eulerin nurjahdusteoriaan perustuva menetelmä. Tämä menetelmä ei myöskään ota kantaa betonirakenteen suojabetonikerroksen yhteistoimintaan raudoitteen kanssa.

Menetelmillä saadaan kuitenkin tuloksia yhden betoniteräksen nurjahduskestävyyteen liittyen, kun se toimii yhdessä sitä ympäröivän betonin kanssa. Ohjeen ACI 318 mukaisilla teräsbetoniseiniä koskevilla laskentamenetelmillä saadaan tuloksia, jotka ovat vertailukelpoisia eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC mukaan laskettujen tulosten kanssa.

Työssä esiteltujen erilaisiin tutkimuksiin pohjautuvien laskentamenetelmien tulokset eivät ole suoraan verrattavissa kaikkien ACI 318 mukaisesti laskettujen tulosten kanssa. Sillä osa ACI 318 sisältävistä laskentamenetelmistä eroaa niin paljon tutkimusten

laskentatavoista. Tässä työssä voitaisiin hyödyntää erillisen sauvan nurjahdusta kuvaavaa menetelmää.

Ohjeessa ACI 318 nurjahduskuorma lasketaan hyvin saman tyyppisesti kuin eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1. Rakenteen nurjahduskestävyys määritetään seuraavasti:

$$P_c = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff}}{(k * l_u)^2} \quad (61)$$

Neliömomentin määrittämisessä käytetään tarvittaessa ohjeesta ACI-318 löytyvää taulukkoa. Nurjahduskestävyyden kaavassa hyödynnetään olemassa olevan rakenteen taivutusjäykkyyksiä. Kaavaan avulla voidaan huomioida myös rakenteen jäykkyyteen vaikuttava betonipeite. Kyseinen alue huomioidaan seuraavassa kaavassa vain rakenteen jäykkyyttä lisäävänä tekijänä. Pääteräksen ympäriltä huomioidaan neliömomentin laskennassa 35 mm x 35 mm kokoinen betonipoikkileikkaus, jota kuvataan kaavassa arvoilla E_c ja I_g .

$$(EI)_{eff} = \frac{0,2 * E_c * I_g + E_s * I_{se}}{1 + \beta_{dns}} \quad (63)$$

missä

$$I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

$$E_c = 33 GPa$$

$$E_s = 210 GPa$$

$$I_{se} = \frac{\pi}{4} R^4$$

$$b = 35 mm = h = 35 mm$$

$$\beta_{dns} = 0,6$$

$$k = 0,5$$

$$l_u = \text{nurjahduspituus}$$

Nurjahduspituus asettuu saman suuruiseksi tässä menetelmässä kuin eurokoodin menetelmässään. Kertoimelle k käytetään arvoa 0,5, jotta saadaan rakenteen nurjahduspituudeksi sama arvo, kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaisessa laskennassa.

Eroavaisuudet menetelmien välillä tuottavat arvot EI_{eff} ja β_{dns} . Arvo β_{dns} pienentää tangon kimmomoduulia ja vaikuttaa laskevasti kaavan antamaan nurjahduskestävyyteen. Arvolla β_{dns} pyritään huomioimaan viruman vaikutus rakenteen kestävyyteen. Taivutusjäykkyyden EI_{eff} määrittämisessä huomioidaan betonipeitteen vaikutus, toisin kuin eurokoodissa on menetelty.

$$\sigma_{ACI} = \frac{N}{A} \quad (131)$$

Myöskin tämän menetelmän avulla laskettu nurjahduskuorma, muutetaan jännityksen kaavalla rakenteen nurjahtaessa olevaksi maksimijännitykseksi.

5.3 Dhakal ja Masukawan mukaan

Dhakal ja Masukawa ovat esitelleet tutkimuksessaan kaksi erilaista pääteräksen nurjahdusmuotoa koskevaa mitoitustmenetelmää. Heidän tekemässä tutkimuksessa käsitellään sekä globaalilla että lokaalilla tavalla nurjahtavia rakenteita. Globaalilla tavalla nurjahtavaa rakennetta käsitellään ensimmäiseksi.

Ensimmäinen laskentamenetelmä on tuotettu rakenteelle, joka sisältää virallisten ohjeistusten mukaisesti toteutetut jakorautoitteet. Laskentamenetelmässä rakenne nurjahtaa globaalilla tavalla. Jakorautoitteita on kuvattu erilaisilla määrillä jousia laskentamenetelmän rakennemallissa. Jouset kuvaavat pääraudoitteelle jakorautoitteen antamaa elastista tukea.

Menetelmässä on laskettu valmiilta jakorautoitteilta vaadittavia suhteellisia jäykkyyksiä ja laskennan tulokset ovat esitelty taulukkomuotoisena. Esimerkiksi otettu kolmen jousen jäykkyyssarvoja kuvaava taulukko sisältää arvot eri kohdissa pääraudoitetta tapahtuville nurjahduksille.

Kyseisen menetelmän tuottamat rakenteen nurjahduskestävyyttä koskevat tulokset, eivät ole kovin vertailukelpoisia tutkimuksessa laskettavien nurjahduslujuuksien kanssa. Sillä globaalin laskentamenetelmän rakenne nurjahtaa eri tavalla kuin lokaalilla tavalla nurjahtava rakenne. Tutkimuksen laskennallisessa osuudessa käsitellään siis pelkästään lokaalia rakenteen nurjahdusta, joten tällainen menetelmä ei sovellu kovin hyvin käytettäväksi tutkimukseen.

Toisena menetelmänä tutkimuksessa on käytetty lokaalia nurjahdusta kuvaavaa laskentamenetelmää. Tämä menetelmä on lähempänä muita tutkimuksessa käytettäviä laskentamenetelmiä.

Laskenta kyseisessä menetelmässä etenee yksinkertaisesti. Aluksi määritetään laskentaa varten tarvittavat kertoimet, murtumaenergia G_F ja murtumaparametri K . Parametrin K määrittämisessä käytettävälle kuormituksen suuruutta kuvaavalle suhdeluvulle käytetään arvoa 1. Sillä oletetaan, että rakenne altistuu suurimmalle mahdolliselle normaalivoimalle:

$$G_F = 73 * f_c'^{0,18} \quad (85)$$

Murtumaenergian G_F kaava löytyi toisesta tutkimuksesta, sillä tässä tutkimuksessa kyseistä termiä ei ollut laskennallisesti määritetty.

$$K = e^{-0,73 * E * (1 - e^{-1,25 * E})} \quad (88)$$

Tämän jälkeen lasketaan rakenteen taipumaa kuvaava arvo a_{cr} :

$$a_{cr} = (4 + K) * \frac{G_F}{f_t} \quad (87)$$

Nyt voidaan laskea pääteräkselle plastinen kokoonpuristuma, joka on muodostunut rakenteeseen juuri ennen betonipeitteen lohkeamista rakenteen pinnasta. Tämä lasketaan kaavalla:

$$\varepsilon_p^{sp} = \frac{a_{cr}^2 * \pi^2}{4 * L^2} \quad (93)$$

Kun tähän lisätään pääraudoitteen myötörajan avulla laskettu kokoonpuristuma, niin saadaan rakenteelle kokonaismuodonmuutos. Tätä muodonmuutosta hyödyntäen voidaan laskea Hooken lain avulla rakenteelle kriittinen nurjahdusjännitys [21]:

$$\sigma_{DM} = E * \varepsilon \quad (132)$$

Tässä tapauksessa kimmomoduulia kuvaavan kertoimen E paikalla käytetään teräksen kimmomoduulia. Aikaisemmassa kaavassa symbolin L paikalla käytetään rakenteen kokonaismittaa.

Lopuksi rakenteelle lasketaan vielä kriittinen normaalivoimakestävyys seuraavana olevan kaavan avulla:

$$\sigma_{DM} = \frac{P_{DM}}{A} \quad (131)$$

5.4 Sudan ja Masukawan mukaan

Tämä menetelmä keskittyy pääteräksen ympärillä olevan betonipeitteen ja teräksen yhteistoiminnan kuvaamiseen analyttisellä keinolla. Laskentamenetelmässä käytetään rakennemallina yhtä pääterästä, jota tuetaan yhdellä poikittaissuunnassa olevalla jousella rakenteen keskeltä. Rakennemallin molemmat päät on tuettu momenttijäykästi ympäröivään rakenteeseen. Malli huomioi myöskin rakenteen alkukaarevuuden vaikutukset.

Laskentamenetelmän rakennemalli on Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja ACI 318 mukaisten laskentamenetelmien kaltainen. Menetelmät eroavat toisistaan vain tutkimuksen rakennemallissa olevan vaakasuoran jousen verran.

Rakenteen kuormitustavassa on eroavaisuus edellä mainittuihin Eurokoodissa ja ACI:ssa esiintyviin mitoitusmenetelmiin. Tämän menetelmän kuormitus tapahtuu osittain sykleissä, mikä eroaa tasaisesta kuormituksesta hieman. Tällä laskentamenetelmällä lasketut tulokset ovat kuitenkin vertailukelpoisia edellä mainittujen standardien mukaan laskettujen tulosten kanssa. Lisäksi laskentamenetelmän tulokset ovat vertailukelpoisia myös muiden työssä esitettyjen laskentamenetelmien tulosten kanssa.

Tämän laskentamenetelmän avulla voidaan selvittää esimerkiksi rakenteen nurjahduskestävyys. Lisäksi menetelmällä voidaan myöskin selvittää vaakasuoralta jouselta vaadittava minimijäykkyys, jotta se kuvaa teräsbetonin toimintaa mahdollisimman realistisesti. Jousen tuottamaa tukireaktion suuruutta voidaan arvioida seuraavalla kaavalla:

$$\frac{R_c}{f_t * a * l} = 2 * \left(\frac{x_0}{l} - \frac{1}{\zeta \left(\frac{x_0}{l} \right)} * \int_0^{\frac{x_0}{l}} \zeta \left(\frac{x}{l} \right) d \frac{x}{l} \right) \quad (125)$$

Kaavasta ratkaistaan rakenteen puolivälissä oleva pistemäistä tukireaktiota kuvaava termi R_c . Lauseke saa seuraavan muodon:

$$R_c = 2 * \left(\frac{x_0}{l} - \frac{1}{\zeta \left(\frac{x_0}{l} \right)} * \int_0^{\frac{x_0}{l}} \zeta \left(\frac{x}{l} \right) d \frac{x}{l} \right) * f_t * a * l \quad (133)$$

Rakenteen nurjahduspituuden l kaavan avulla voidaan ratkaista rakenteen jouselle jäykkyys, kun tunnetaan rakenteen nurjahduspiisuus:

$$l = 4,4 * \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}}$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{l}{4,4} \right)^4}{EI}$$

Sijoitukset suoritetaan kaavaan sulkeiden sisäpuolella oleville termeille. Kaavan termien määrä lisääntyy huomattavasti:

$$R_c = 2 * \left(\frac{x_0}{l} - \frac{1}{\left(\cot \left(\frac{\pi \sqrt{\alpha}}{2} \right) * \sin \left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} \right) - \cos \left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} \right) + \cos \left(2 * \pi * \frac{x}{l} \right) - 2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} * \cot \left(\frac{\pi \sqrt{\alpha}}{2} \right) \right)} * \int_0^{\frac{x_0}{l}} \cot \left(\frac{\pi \sqrt{\alpha}}{2} \right) * \sin \left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} \right) - \cos \left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} \right) + \cos \left(2 * \pi * \frac{x}{l} \right) - 2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} * \cot \left(\frac{\pi \sqrt{\alpha}}{2} \right) d \frac{x}{l} \right) * f_t * a * l \quad (134)$$

Lausekkeessa olevaa integraalia sievennetään, niin saadaan laskennasta seuraava lauseke tulokseksi:

$$R_c = 2 * \left(\frac{x_0}{l} - \frac{1}{\left(\cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) * \sin\left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l}\right) - \cos\left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l}\right) + \cos\left(2 * \pi * \frac{x}{l}\right) - 2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} * \cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) \right)} * \right. \\ \left. \frac{3 * l^6 * \left(\cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) + \sqrt{\alpha} * \sin\left(\frac{2\pi x_0}{l^2}\right) - \csc\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) * \cos\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha} * (l^2 - 4 * x_0)}{2 * l^2}\right) \right) - 4 * \pi^2 * \alpha * d * x_0^3 * \cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right)}{6 * \pi * \sqrt{\alpha} * l^5} \right) * f_t * a * l \quad (135)$$

missä

$$\operatorname{cs} c(x) = \text{Kosekantti funktio, jota voidaan ilmaista myös: } \operatorname{cs} c(x) = \frac{1}{\sin(x)}$$

Lausekkeen sieventämistä voidaan jatkaa vielä hieman eteenpäin, jolloin lauseke päättyy muotoon:

$$R_c = 2 * \left(\frac{x_0}{l} - \frac{3 * l^6 * \left(\cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) + \sqrt{\alpha} * \sin\left(\frac{2\pi x_0}{l^2}\right) - \csc\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) * \cos\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha} * (l^2 - 4 * x_0)}{2 * l^2}\right) \right) - 4 * \pi^2 * \alpha * d * x_0^3 * \cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right)}{\left(\cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) * \sin\left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l}\right) - \cos\left(2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l}\right) + \cos\left(2 * \pi * \frac{x}{l}\right) - 2 * \pi * \sqrt{\alpha} * \frac{x}{l} * \cot\left(\frac{\pi\sqrt{\alpha}}{2}\right) \right) * 6 * \pi * \sqrt{\alpha} * l^5} \right) * f_t * a * l$$

Rakennemallin muodosta voidaan päätellä Eulerin nurjahdusteorian mukaan seuraavasti. Jos jousen tuottama vaakavoima asetetaan liian suureksi, tällöin rakenteen heikoin kohta ei ole enää jousen kohdalla jännevälin puolella välissä. Tästä johtuen rakenne muuttaa nurjahdusmuotoaan. ja asettaa jousien jäykkyyttä kuvaavalle vakiolle ylärajan, mitä jäykemmäksi joustaa ei voi asettaa.

Rakenteen nurjahduskuorman maksimi voidaan laskea menetelmässä mainitulla kaavalla. Rakenteen alkukaarevuus näyttelee suurta roolia rakenteen nurjahduslujuuden laskennassa:

$$P_{m,cr2} = 4 * P_{E0} - \frac{42 * P_{E0}^2 * v_{0C}}{d^3 * \sigma_y + 12 * P_{E0} * v_{0C}} \quad (120)$$

Kaavaan sovelletaan suoran rakenneteräksen nurjahdusteorialla laskettua, rakenteeseen kohdistuvaa aksiaalista rasitusta kuvaavaa arvoa P_{E0} .

$$P_{E0} = \frac{4 * \pi^2 * E * I}{l^2} \quad (121)$$

Lisäksi nurjahduskestävyyden määrittämistä varten lasketaan pääteräkselle taipuma kuormituksen alussa:

$$v_{0C} = \frac{\phi_0 * l^2}{8} \quad (116)$$

Symbolilla ϕ_0 merkitään keskimääräisen raudoitteen alkukaarevuuden suuruutta laskennassa. Tässä menetelmässä oletetaan, että rakenteen alkukaarevuus on hyvin pieni:

$$\phi_0 = 0,0000702$$

Alkukaarevuuden suuruus arvioidaan rakenteelle määritetyn Eulerin nurjahduskestävyyden perusteella. Tämä alkuhypoteesi voidaan määrittää myös muilla menetelmillä.

5.5 Naito et. al. mukaan

Rakenteen nurjahduslujuuden laskennassa huomioidaan betonipeitteen pääteräkselle tuottama vaakasuuntainen tuki. Kerroksen tukevaa vaikutusta kuvataan viivakuormana q_c , joka rajoittaa raudoitteen taipuman tapahtumista. Betonin vetolujuuden arvo toimii kuitenkin määräävänä tekijänä. Tällöin viivakuorman suuruus asetetaan maksimissaan betonin vetolujuutta vastaavan arvon suuruiseksi.

Laskennassa käytetään Naito et. al. tukimuksessaan luomaa laskentamenetelmää. Laskentatavassa asetetaan jakoraudoitteiden kestävyys mahdollisimman pieneksi, jotta voidaan mahdollisimman hyvin kuvata esimerkkirakenteen mukaista, pääraudoitteen ja betonin yhteistoimintaa.

Laskentatuloksien kannalta menetelmä ei ole kovin vertailukelpoinen eurokoodin 1992-1-1 ja ACI 318 mukaisesti laskettujen, kokonaisiä rakenteita koskevien tulosten kanssa. Tämän menetelmän tulokset voivat olla paremmin vertailukelpoisia eurokoodin 1992-1-1 ja ACI 318 mukaisesti toteutetun, yhtä rakenneterästä koskevan nurjahdustarkastelun lopputulosten kanssa.

Siinä tapauksessa vertailun kohde muuttuisi suojabetonipeitteen vaikutusten vertailusta, jousien jäykkyyksien ja niiden antaman nurjahdustuennan vertaluun. Rakenteessa tapahtuu betonipeitteen lohkeaminen ja lujuudenmenetys seuraavan lausekkeen mukaisesti:

$$\sigma_k = \frac{N_{r0}}{A_{r0}} = \frac{2 \cdot \frac{D_r}{S_w} \cdot \sigma_{rm}}{3 \cdot N_{rbuc} \cdot a_x \cdot \sqrt{\varepsilon_k} + 2 \cdot \frac{D_r}{S_w}} \cdot \left(1 + \frac{a_x \cdot \pi \cdot N_{rbuc}}{16 \cdot \frac{D_r}{S_w} \cdot N_{ru}} \cdot (R_w + R_c) \right) \quad (137)$$

Kaavassa oleva termi R_w kuvaa jakoraudoitteiden tuomaa jäykkyyttä rakenteelle. Mahdollisen jakoraudoitteen vaikutus halutaan mahdollisimman pieneksi tarkastelukohdassa. Tällöin termi R_w asetetaan nolllaksi:

$$\sigma_k = \frac{2 \cdot \frac{D_r}{S_w} \cdot \sigma_{rm}}{3 \cdot N_{rbuc} \cdot a_x \cdot \sqrt{\varepsilon_k} + 2 \cdot \frac{D_r}{S_w}} \cdot \left(1 + \frac{a_x \cdot \pi \cdot N_{rbuc}}{16 \cdot \frac{D_r}{S_w} \cdot N_{ru}} \cdot R_c \right) \quad (138)$$

Lauseeseen sijoitetaan tunnetut arvot ja sievennetään hieman:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_{rm} \cdot (R_c \cdot S_w \cdot a_x \cdot \pi \cdot N_{rbuc} + 16 \cdot D_r \cdot N_{ru})}{8 \cdot N_{ru} \cdot (3 \cdot S_w \cdot a_x \cdot N_{rbuc} \cdot \sqrt{\varepsilon_k} + 2 \cdot D_r)} \quad (139)$$

missä

R_w = Jakoraudoitteen kestävyysindeksi

R_c = Suojabetonikerroksen kestävyysindeksi

S_w = Jakoraudoitteen jakopituus

D_r = Tangon halkaisija

N_{rbuc} = Hakavälien määrä, jotka nurjahtavat

N_{r0} = Aksiaalinen kuorma

A_{r0} = tangon poikkileikkaus

M_{r0} = tangon sisäinen momentti

σ_{rm} = tangon vetolujuus

Laskennassa yhdistellään aikaisemmin teoriaosuudessa esitettyjä kaavoja, sekä ratkaistaan kaavojen avulla tuntemattomiksi jääneitä suureita. Laskennassa käytetään seuraavia kaavoja:

$$\varepsilon_k = \left(\frac{\delta_r * \pi}{2 * L_{rbuc}} \right)^2 \quad (95)$$

$$a_x \left(\frac{M_{r0}}{M_{ru}} \right) + \left(\frac{N_{r0}}{N_{ru}} \right) = 1 \quad (96)$$

Kaavassa esiintyvä arvo a_x on tuntematon parametri, joten käytetään edellä mainittua kaavaa tämän arvon selvittämään. Tämä on mahdollista tehdä, kun lausekkeen muut arvot on tunnettuja.

$$a_x = - \frac{M_{ru} * (N_{r0} - N_{ru})}{N_{ru} * M_{r0}} \quad (97)$$

Edellä olevassa kaavassa esiintyvät normaalivoimaa N_{ru} ja taivutusmomenttia M_{ru} kuvaavat arvot lasketaan seuraavien kaavojen avulla:

$$N_{ru} = A_{r0} * \sigma_{rm} \quad (98)$$

$$M_{ru} = \frac{D_r^3 * \sigma_{rm}}{6} \quad (99)$$

Parametrin a_x lausekkeeseen sijoitetaan tunnetut arvot. Lauseketta sievennetään samalla hieman:

$$a_x = - \frac{\frac{D_r^3 * \sigma_{rm}}{6} * ((A_{r0} * \sigma_{rm}) - N_{r0})}{A_{r0} * \sigma_{rm} * M_{r0}} \quad (140)$$

Lauseketta voidaan sieventää lisää:

$$a_x = \frac{D_r * (D_r^2 * \sigma_{rm} * \pi - 4 * N_{r0})}{6 * \pi * M_{r0}}$$

Laskennassa käytettävä tangon poikkileikkauksen pinta-alan A_{r0} laskentaan käytetään kaavaa:

$$A_{r0} = \pi * \left(\frac{D_r}{2}\right)^2 \quad (141)$$

Rakenteen betonipeitettä kuvaavalle viivakuorman resultantille saadaan arvio seuraavan kaavan avulla. Kaavan sisältämä arvo q_c kuvaa viivakuorman suuruutta ja muut arvot sen laajuutta. Kyseistä arvoa voidaan kuvata myöskin erilaisten vakioiden avulla, siispä se on jaettu eri osiin:

$$R_c = q_c * N_{rbuc} * S_w \quad (103)$$

$$R_c = (k_{qc} * \beta_{qc} * d_1 * D_r * \sigma_c^{\frac{2}{3}}) * N_{rbuc} * S_w \quad (142)$$

$$\beta_{qc} = \begin{cases} 1 - 0.75 * \varepsilon_{max} / \varepsilon_c & (\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_c) \\ 0,25 & (\varepsilon_{max} \geq \varepsilon_c) \end{cases} \quad (107)$$

$$\varepsilon_c = 0,0017 + 0,0010 \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \quad (108)$$

missä

q_c = tasainen kuorma

k_{qc} = kerroin, joka yhdistää q_c suhteellisella voimalla $\sigma_c^{\frac{2}{3}}$

d_1 = betonipeitteen paksuus

σ_c = betonin puristuslujuus

σ_{c0} = huippujännitys betonipeitteen

ε_c = huippujännitystä vastaava muodonmuutos betonipeitteessä

ε_{max} = maksimaalinen puristusmuodonmuutos

L_{rbuc} = nurjahduspituus

$N_{rbuc} = 1$

δ_r = vaakasuuntainen siirtymä keskellä nurjahduspituutta ($L/100$)

Kun kaikki edellä kuvaillut termit yhdistetään alkuperäiseen kaavaan, saadaan seuraava lauseke. Kyseisellä kaavalla kuvataan rakenteen uutta nurjahduskestävyyttä σ_k :

$$\sigma_k = \frac{2 * \frac{D_r}{S_w} * \sigma_{rm}}{3 * N_{rbuc} * \left(\frac{D_r * (D_r^2 * \sigma_{rm} * \pi - 4 * N_{r0})}{6 * \pi * M_{r0}} \right) * \frac{\delta_r * \pi}{2 * L_{rbuc}} + 2 * \frac{D_r}{S_w}} * \left(1 + \frac{\left(\frac{D_r * (D_r^2 * \sigma_{rm} * \pi - 4 * N_{r0})}{6 * \pi * M_{r0}} \right) * \pi * N_{rbuc}}{16 * \frac{D_r}{S_w} * \left(\pi * \left(\frac{D_r}{2} \right)^2 \right) * \sigma_{rm}} \right) * \left(k_{qc} * \beta_{qc} * d_1 * D_r * \sigma_c^{\frac{2}{3}} \right) * N_{rbuc} * S_w \quad (143)$$

missä

$N_{rbuc} = 1$

$\delta_r = L/100$

$k_{qc} = 0,03$

Laskennassa on käytetty yllä olevia arvoja, lausekkeessa esiintyville vakioille. Vaakasuuntaiselle poikkeamalle δ_r käytetään seinille hyväksyttävän taipuman maksimiarvoa. Kaavasta supistetaan arvot N_{rbuc} pois, sillä ne eivät vaikuta lopputulokseen, kun niiden arvot ovat ykkösiä ja ne ovat kertoimina lausekkeissa. Lisäksi kaavaa sievennetään hieman yksinkertaisempaan muotoon:

$$\sigma_k = \frac{L_{rbuc} \cdot \sigma_{rm} \cdot (D_r^3 \cdot S_w^2 \cdot d_1 \cdot k_{qc} \cdot \sigma_c^{\frac{2}{3}} \cdot \beta_{qc} \cdot \sigma_{rm} \cdot \pi - 4 \cdot D_r \cdot N_{r0} \cdot S_w^2 \cdot d_1 \cdot k_{qc} \cdot \sigma_c^{\frac{2}{3}} \cdot \beta_{qc} + 96 \cdot M_{r0} \cdot N_{ru})}{12 \cdot N_{ru} \cdot (D_r^2 \cdot S_w \cdot \delta_r \cdot \sigma_{rm} \cdot \pi - 4 \cdot N_{r0} \cdot S_w \cdot \delta_r + 8 \cdot L_{rbuc} \cdot M_{r0})} \quad (144)$$

Lausekkeeseen sijoitetaan loppujen vakioiden paikalle seuraavassa taulukossa esiintyvät arvot. Käytetyt materiaalit ja niitä kuvaavat vakiot ovat yleisessä käytössä rakennusallalla, jolloin menetelmää voidaan soveltaa jo tällaisena.

Taulukko 16 Laskennassa käytettyjä vakioita.

| Materiaali | Symboli | Suure |
|----------------------------------|---------------|--|
| Suojabetonietäisyys | d_1 | 35 mm |
| Jänneväli/Hakojen jakopituus | L/S_w | 3000 mm |
| Betonin lujuusluokka | | C30/37 |
| Betonin puristuslujuus | σ_c | 30 MPa |
| Betonin vetolujuus | σ_c | 2,2 MPa |
| Betonin kimmokerroin | E_{cm} | 33 GPa |
| Suorakulmion neliömomentti | I_t | $\frac{b \cdot h^3}{12}$ |
| Raudotteiden lujuusluokka | | B500B |
| Teräksen myötölujuus | σ_{rm} | 500 MPa |
| Pystyraudoitteen halkaisija | D_r | 16 mm |
| Teräksen kimmokerroin | E_r | 210 GPa |
| Tangon neliömomentti | I_{r0} | $\frac{\pi}{4} D_r^4$ |
| Nurjahduspituus | L_{rbuc} | L |
| Poikkileikkauksen pinta-ala | A_{r0} | $\pi \cdot \left(\frac{D_r}{2}\right)^2$ |
| Alkukaarevuus | δ_r | $\frac{L}{100}$ |

Kun arvot on sijoitettu kaavaan, voidaan toteuttaa laskenta seuraavan kaavan mukaisesti. Normaalivoimaa kuvaavalle arvolle N_{r0} voidaan käyttää Eulerin-kaavalla laskettua kriittistä nurjahduskuormaa kuvaavaa arvoa. Rakenteen kriittinen nurjahdusjännitys saadaan kun sijoitetaan lukuarvot kaavaan:

$$\sigma_k = \frac{3000 \cdot 500 \cdot (16^3 \cdot 3000^2 \cdot 35 \cdot 0,03 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot 0,873 \cdot 500 \cdot \pi - 4 \cdot 16 \cdot 2963,4 \cdot 3000^2 \cdot 35 \cdot 0,03 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot 0,873 + 96 \cdot 88901,2 \cdot 100530,96)}{12 \cdot 100530,96 \cdot (16^2 \cdot 3000 \cdot 15 \cdot 500 \cdot \pi - 4 \cdot 2963,4 \cdot 3000 \cdot 15 + 8 \cdot 3000 \cdot 34133,33)} \quad (145)$$

Laskennan tuloksena saadaan rakenteelle uusi maksimijännitys, jolla nurjahtaminen juuri tapahtuu. Tämä maksimiarvo on hieman suurempi, kuin aikaisemmin määritetty Eulerin teorian mukainen nurjahduskestävyys. Tämä osoittaa sen, että kyseinen menetelmä huomioi betonipeitteen tuottaman tukivaikutuksen pääraudoitteelle.

Kun laskennasta saadun jännityksen σ_k avulla halutaan ratkaista uusi kriittinen normaalivoima P_{rk} . Kyseinen arvo voidaa selvittää jännityksen kaavan avulla:

$$\sigma = N/A \quad (131)$$

$$P_{rk} = \frac{\sigma_k}{A_{r0}} \quad (146)$$

Tulokseksi laskennasta saadaan seuraavassa luvussa taulukossa esitetty uusi normaalivoimakestävyys rakenteelle.

5.6 ANSYS-ohjelmalla

Rakenteelle suoritetaan nurjahdustarkastelu tietokoneavusteisesti ANSYS-laskentaohjelman avulla. Laskentaohjelmalla suoritetaan nurjahdustarkastelu betonisuorakaiteen sisällä olevalle rakenneteräkselle käyttäen erilaisia kontakteja betonin ja rakenneteräksen välissä. Lisäksi laskentaa tehdään myöskin koko rakenteelle ja pelkälle rakenneteräkselle. Laskenta suoritetaan epälineaarisenä analyysinä.

Laskenta aloitetaan syöttämällä Engineering data valikossa betonille ja raudoitusteräkselle materiaalitiedot. Rakenneosille on ohjelmassa asetettu materiaalitietoja oletusarvoina ja osaa niistä hyödynnetään laskennassa. Loput materiaalitietoja koskevista arvoista kuitenkin muutetaan, jotta rakenne saadaan vastaamaan esimerkkirakennetta.

Rakenneteräkselle käytetään samaa 500 MPa myötölujuutta kuten esimerkkirakenteen laskentaperiaatteissa on määritetty. Rakenteen betoniosalle käytetään puristuslujuutena 30 MPa ja vetolujuutena 2,9 MPa arvoja. Kyseiset materiaalit toimivat laskentamallissa epälineaarisesti, mitä materiaalin nimen perässä oleva NL tarkoittaa. Ohjelmaan syötettävät materiaalitiedot on esitetty seuraavissa kuvissa:

| Properties of Outline Row 7: Structural Steel NL | | | | |
|--|------------------------------|--------------------|--------------------|-----|
| | A | B | C | D E |
| 1 | Property | Value | Unit | |
| 2 | Material Field Variables | Table | | |
| 3 | Density | 7850 | kg m ⁻³ | |
| 4 | Isotropic Elasticity | | | |
| 5 | Derive from | Young's Modulus... | | |
| 6 | Young's Modulus | 2E+05 | MPa | |
| 7 | Poisson's Ratio | 0,3 | | |
| 8 | Bulk Modulus | 1,6667E+11 | Pa | |
| 9 | Shear Modulus | 7,6923E+10 | Pa | |
| 10 | Bilinear Isotropic Hardening | | | |
| 11 | Yield Strength | 500 | MPa | |
| 12 | Tangent Modulus | 1450 | MPa | |

Kuva 39 Raudoitusteräksen materiaalityiedot

| Properties of Outline Row 4: Concrete NL | | | | |
|--|-------------------------------|--------------------|--------------------|-----|
| | A | B | C | D E |
| 1 | Property | Value | Unit | |
| 2 | Material Field Variables | Table | | |
| 3 | Density | 2300 | kg m ⁻³ | |
| 4 | Isotropic Elasticity | | | |
| 5 | Derive from | Young's Modulus... | | |
| 6 | Young's Modulus | 33000 | MPa | |
| 7 | Poisson's Ratio | 0,18 | | |
| 8 | Bulk Modulus | 1,7188E+10 | Pa | |
| 9 | Shear Modulus | 1,3983E+10 | Pa | |
| 10 | Tensile Yield Strength | 2,9 | MPa | |
| 11 | Compressive Yield Strength | 30 | MPa | |
| 12 | Tensile Ultimate Strength | 2,9 | MPa | |
| 13 | Compressive Ultimate Strength | 35 | MPa | |

Kuva 40 Betoniosan materiaalityiedot

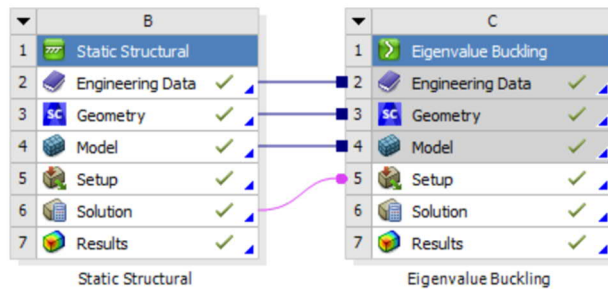
Myöskin geometriaa koskevat mitat valitaan esimerkkirakenteen mukaisesti. Betoniosan ja raudoitteen pituudeksi asetetaan 3 mm, kuten muissakin tapauksissa. Laskentamalliin mallinnettavan pääteräksen halkaisijaksi valitaan esimerkkirakenteelle määritettyjen dimensioiden mukaisesti 16 mm. Betonirakenteen dimensioiksi valitaan seuraavia arvoja: paksuus 300 mm, leveys 600 mm ja korkeus 3000 mm.

Betonirakenteen leveys ja paksuus valikoituu teräksen dimensioita merkittävästi suuremmiksi. Nyt voidaan kuormittaa rakenneterästä ilman, että koko rakenne menettää stabiilitteettinsä raudoitteen nurjahtaessa. Betoniosan tulee siis pysyä pääosin vakaana ja raudoitteen tulee puolestaan nurjahtaa, kun raudoitetta kuormitetaan aksiaalisesti. Näin rakennemallissa tapahtuu vain lokaali-nurjahdus, eikä kokorakennetta käsittävää globaalia nurjahdusta.

Rakenteessa oleva pääteräksen nurjahdustarkastelu suoritetaan erillisen komentoikkunan avulla, staattisen tarkastelun lisäksi. Nurjahdustarkastelu käyttää

samoja esiasetuksia staattisen tarkastelun kanssa, jolloin tarkastelu hyödyntää aikaisemmin määritettyjä materiaaliasetuksia ja geometriaa.

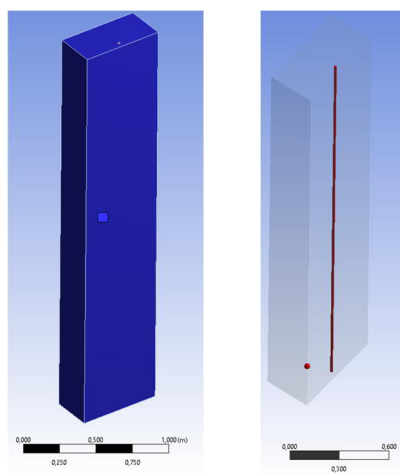
Laskentamallin toimintaidea perustuu seuraavaan kuvaan. Vasemmanpuoleisessa ikkunassa määritetään rakenteen laskenta-asetukset. Alkuperäiselle rakenteelle voidaan määrittää lisäominaisuuksia ympärille asetettavilla laskentaikkunoilla.



Kuva 41 ANSYS-ohjelmassa käytettävä laskentakaavio.

Geometry-kohdassa voidaan mallintaa rakenteelle geometria. Laskennassa käytetään kolmiulotteista esimerkkirakenteen mukaista yksinkertaista geometriaa, johon lukeutuu 16 millimetriä halkaisijaltaan oleva pääteräs ja sitä ympäröivä betonirakenne. Rakenteen geometria mallinnetaan ohjelmassa kolmiulotteisena aineena, jolle annetaan materiaalitiedot Engineering data-kohdassa.

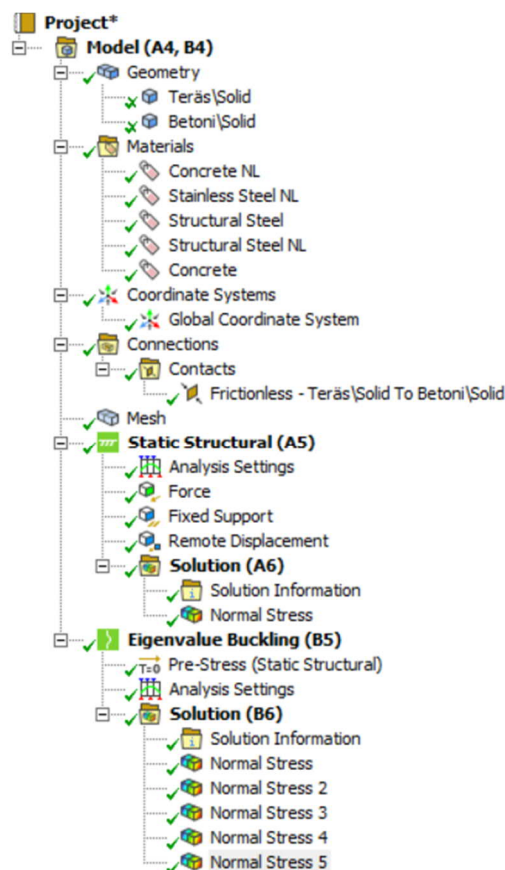
Ainoastaan betonipeitteen vahvuudella on merkitystä tällaisessa rakennemallissa, muut betonirakenteen vaakasuuntaiset dimensiot ovat vapaasti valittavissa. Teräksen pituussuunnassa betonirakenne mallinnetaan saman pituiseksi raudoitteen kanssa. Reunaehtona betonin mitoille kuitenkin on, että betonirakenne ei saa nurjahtaa rakenteen nurjahtaessa. Tämä edellyttää, että betonirakenteesta tehdään riittävän massiivinen, jotta siinä riittää kapasiteetti kantamaan teräksen kuormituksesta syntyvät rasitukset.



Kuva 42 Rakennemalli ANSYS-laskentaohjelmassa.

Model-, Setup-, Solution- ja Results- kohtia voidaan ohjata samasta paikasta, Model tilasta. Kyseisessä tilassa määritetään rakenteelle tukireaktiot ja kuormitus. Tuentamuotoina rakenteelle käytetään momenttijäykkiä tukireaktioita. Kuormitetun päädyn tukireaktiolle on esimerkkirakenteen mukaisesti sallittava tangon suuntaiset siirtymät, jotta tangon nurjahduksen muodostuminen olisi mahdollinen. Tukireaktioiden avulla rakenteen nurjahdusmuoto saadaan vastaamaan esimerkkirakenteen mukaista nurjahdusta.

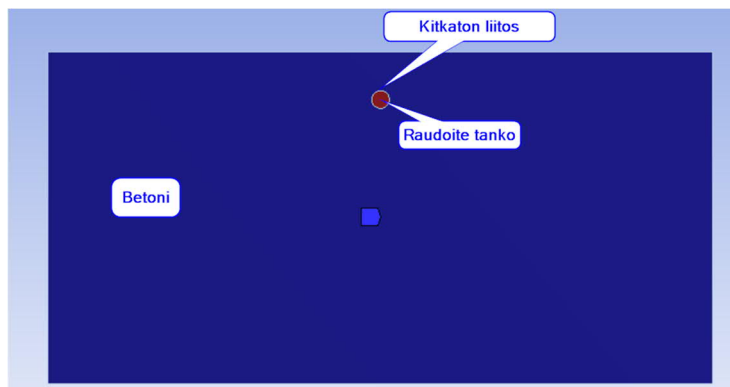
Model-tilassa laskenta perustuu seuraavaksi esiteltävään laskentapuuhun. Laskentapuussa kaikki laskennassa mukana olevat seikat ovat linkitetty tosiinsa kiinni. Laskentapuun yläosassa sijaitsevat ominaisuudet on määritetty jo aikaisemmin, aina connections-kohtaan asti.



Kuva 43 Laskentapuu ANSYS-laskentaohjelmassa.

Laskentapuusta nähdään, että määritettävänä on vielä rakenteiden väliset liitokset, rakenteeseen vaikuttavat voimat, rakenteen tuenta ympäröiviin rakenteisiin sekä ratkaistavat arvot. Teräsbetonirakenteelle suoritettavassa tarkastelussa käytetään betonin ja teräksen välissä kitkan avulla toimivaa liitosta. Kitkalle annetaan laskennassa erilaisia arvoja, jolloin materiaalien välinen kontakti toimii eri tavoin rakennetta kuormitettaessa.

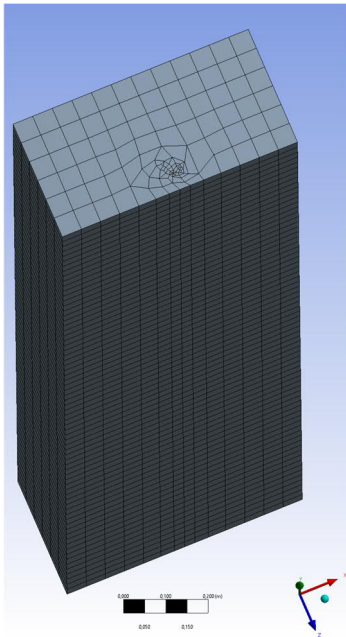
Rakenteiden väliset kontaktit voidaan määrittää kyseisessä model-tilassa. Raudoituksen tartuntaa betoniin mallinnetaan kitkan avulla toimivalla materiaalien välisellä liitoksella. Rakenteiden välille mallinnetaan aluksi kitkaton liitos. Kitkattomassa liitoksessa rakenteet ovat kontaktissa toisten kanssa, mutta niiden välillä ei vaikuta ollenkaan kitkaa. Tällöin rakenneteräs pääsee käytännössä vapaasti liikkumaan betonirakenteen sisällä. Tämä aiheuttaa sen, että raudoitteeseen kohdistetut voimat eivät välity betonille rakenteen pituussuunnassa.



Kuva 44 Rakenneteräksen ja betonirakenteen liitos.

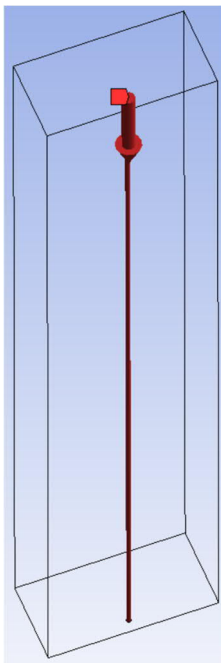
Laskennassa voidaan käyttää myös kitkallista liitosta rakenteiden välissä. Kitkallisessa liitoksessa rakenteen osien välissä vaikuttaa kitka. Kitkan suuruus määritetään rakenteelle kitkakertoimen muodossa. Kitkallisessa liitoksessa rakenneosat ovat samalla tavalla kontaktissa toistensa välillä kuin kitkattomassa liitoksessa, mutta niiden välillä vaikuttaa nyt kitka. Kitkaan perustuva liitos toimii jokaiseen suuntaan tangon ja betonin välissä. Kitkaliitos siis välittää rasituksia rakenteelta toiselle rakenteen jokaissa suunnassa kitkakertoimella määritetyissä rajoissa. Kitka siis pitää pääterästä paikoillaan betonin sisällä, kunnes tankoon tulee muodonmuutoksia ja se alkaa taipua. Kun pääteräs alkaa liikkua, käytettävän lepokitkakertoimen tilalla aletaan käyttää liikekitkakerrointa. Kitka vaikuttaa sillä tangon vaipan pinta-alalla, joka on kosketuksissa betonin kanssa.

Kontaktien määrittämisen jälkeen rakenteelle määritetään laskentaverkko. Laskentaverkon maksimikokona käytetään 50 mm ja laskentatapana epälineaarista mekaanista laskentatapaa. Laskentaverkko luodaan ohjelmalla sen jälkeen, kun verkon esiasetukset ovat syötetty ohjelmaan.



Kuva 45 Laskentaverkko mallissa.

Laskentaverkko on tiheämpi pienemmissä rakenneosissa ja harvempi taas vastaavasti suurissa rakenneosissa. Laskentaverkon suuruus vaikuttaa merkittävästi ohjelman laskentanopeuteen. Lisäksi laskentaverkkoa tihentämällä saadaan laskettua rakenteelle yksityiskohtaisempi jännitysjaakauma.



Kuva 46 Rakenteen kuormittaminen.

Laskentaverkon luomisen jälkeen rakenteelle määritetään pistekuorma ja tukireaktiot. Voiman suuruudeksi valitaan 1 N, koska ohjelma antaa lopputuloksena nurjahduskuorman tätä kuormaa kuvaavana kertoimena. Rakennetta puristava

aksiaalinenkuorma ohjataan kohdistumaan rakenneteräksen päähän ja rakenneteräksen vaippaan. Kuorma kohdistetaan vaikuttamaan koko rakenteen vaippaan, että terästanko rasittuu koko matkalta. Kuorman ohjaaminen vaipalle auttaa laskentaohjelmaa ymmärtämään paremmin kuormituksen muodotusmisen ja näin raudoite nurjahtaa rakenteen puolivälistä. Tukireaktiona rakenteelle käytetään esimerkkirakenteen mukaisesti toisessa päässä jäykkää tukea ja toisessa päässä tukea, joka mahdollistaa pituussuuntaisen siirtymän.

Voimien ja tukien määrittämisen jälkeen rakenteen laskenta-asetuksia voidaan muuttaa Analysis settings-kohdasta. Kyseisestä valikosta voidaan laittaa rakenteelle suuret siirtymät päälle, jolloin nurjahdus pääsee tapahtumaan rakenteessa. Lisäksi voidaan määrittää, monta erilaista nurjahdusmuotoa ohjelma laskee rakenteelle. Tämä asetus mahdollistaa halutun nurjahdusmuodon ja nurjahduskuorman määrittämisen rakenteelle.

Solution kohdassa voidaan määrittää tuloksien esitysmuoto. Tulokset voidaan esittää halutussa yksikössä. Lisäksi rakenteelle voidaan laskea useampia tuloksia kerrallaan. Esimerkiksi useammalle nurjahdusmuodolle voidaan laskea yhdellä laskentakerralla kriittiset nurjahdusjännitykset, maksimi muodonmuutos sekä suurin siirtymä.

6. TULOKSET JA NIIDEN ANALYSOINTI

6.1 Tulokset

6.1.1 EN 1992-1-1 mukaiset tulokset

Eurokoodin SFS-EN-1992-1-1 mukaisesti suoritetaan rakenneteräkselle nurjahdustarkastelu. Nurjahdustarkasteluun soveltuva menetelmä käsittelee rakennetta vain kimmoisella alueella. Menetelmä perustuu samaan teoriaan kuin ohjeessa ACI 318 oleva mitoitusmenetelmä. Siispä tuloksien odotetaan olevan suhteellisen lähellä toisiaan. Eurokoodissa esiintyvä Eulerin nurjahdusteoriaan pohjautuvalla mitoitusmenetelmällä saadaan rakenneteräksen nurjahduskestävyydeksi seuraavia tuloksia:

Taulukko 17 Rakenteen nurjahduskestävyys Eulerin teorian mukaan.

| Symboli | Suure | Määrä |
|------------|-------------------|----------|
| σ_E | Nurjahdusjännitys | 14,7 MPa |
| P_{kr} | Nurjahduskuorma | 3,0 kN |

Mitoitusmenetelmän avulla selvitetään rakenteelle siis kriittinen nurjahduskuorma. Rakenteen kriittinen nurjahdusjännitys puolestaan määritetään jännityksen kaavan avulla, joka koostuu rakenteen kimmomoduulista ja rakenteen kriittisestä nurjahduskuormasta. Tässä laskentatavassa ei siis huomioida juurikaan ympäröivien rakenteiden vaikutusta tangon nurjahduslujuuteen.

Yhtenä vertailukohtana laskennan tuloksille käytetään raudoittamattomalle rakenteelle laskettua nurjahduslujuutta. Raudoittamattoman rakenteen nurjahduskestävyys määritetään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti 150 mm paksulle, 1000 mm leveälle ja 3000 mm korkealle betonirakenteelle. Rakenteen paksuudeksi määräytyi kaksi kertaa betonipeitteen paksuus. Viruman vaikutuksen huomioivaa arvon φ_{ef} määrittämisessä käytetään Nimelliseen kaarevuuteen perustuvan menetelmän osaa. Rakenteen nurjahduslujuus laskettiin Excel-ohjelmalla muiden käsinlaskentamenetelmien mukaisesti.

Taulukko 18 Raudoittamattoman rakenteen nurjahduskestävyys.

| Symboli | Suure | Määrä |
|------------|-------------------|----------|
| σ_E | Nurjahdusjännitys | 10,4 MPa |
| P_{kr} | Nurjahduskuorma | 2,2 kN |

Rakenteen nurjahduskuorma kuvaa sellaista kuormaa, jollainen voidaan asettaa pääraudoituksen kokoiselle pinta-alalle nurjahdusjännityksen asettamissa rajoissa. Tämä tarkoittaa sitä, että 16 mm halkaisijaltaan olevalle ympyräpoikkileikkaukselle

voidaan asettaa maksimissaan 2,2 kN kokoinen kuorma. Laskettu vertailuarvo mahdollistaa raudoittamattoman rakenteen paremman vertailun pääteräkselle laskettujen kuormien kanssa. Jännitykset ovat puolestaan helpommin vertailtavissa keskenään.

6.1.2 ACI-318 mukaiset tulokset

Ohjeen ACI-318 mukaisesti laskettuna, tankomaisena rakenteena lasketulle pääteräkselle saadaan kriittiseksi nurjahduskuormaksi seuraavassa taulukossa oleva tulos. Tämän kriittisen normaalivoiman avulla lasketaan rakenteelle kriittinen nurjahdusjännitys. Rakenteelle lasketaan nurjahduslujuudet tilanteissa, joissa pääteräs on täysin tukematon tankomainen rakenne ja tilanteessa jossa raudoite on tuettu 35 mm * 35 mm kokoisella betonipoikkileikkauksella. Betonipoikkileikkaus käytännössä lisää vain rakenteen taivutusjäykkyyttä. Taulukkoon on koottu tukemattoman ja tuetun rakenteen tulokset.

Taulukko 19 ACI-318-mukaisesti lasketun rakenteen nurjahduskestävyys.

| Symboli | Suure | Määrä |
|-----------------|---|-----------|
| σ_{ACI1} | Nurjahdusjännitys, kun $\beta_{dns} = 0,6$ | 20,47 MPa |
| P_{c1} | Nurjahduskuorma, kun $\beta_{dns} = 0,6$ | 4,115 kN |
| σ_{ACI} | Nurjahdusjännitys, kun $\beta_{dns} = 0$ | 14,74 MPa |
| P_c | Nurjahduskuorma, kun $\beta_{dns} = 0$ | 2,96 kN |

Nurjahduskuorman avulla määritetään rakenteelle vielä kriittinen normaalijännitys, millä rakenne menettää stabilisuutensa. Menetelmällä saatu tulos asettuu noin kolmanneksen suuremmaksi kuin edellä laskettu eurokoodin mukainen Eulerin nurjahdusteoriaan pohjautuva tulos.

Lopputuloksen suuruuteen vaikuttaa merkittävästi virumista kuvaava kerroin, sille käytetään oletusarvoa 0,6. Kun kyseinen kerroin asetetaan nolnaan, menetelmä tuottaa saman tuloksen kuin eurokoodin mukainen menetelmä. Kun laskennassa on ainoastaan teräsrakenne, niin voidaan olettaa viruman olevan hyvin pientä. Yhdistetylle rakenteelle lasketulle arvolle käytetään laskennassa oletusarvon mukaista lukua.

6.1.3 Dhakal:n ja Masukawa:n mukaiset tulokset

Dhakal:n ja Masukawan mukaisesti lasketun pääteräksen kriittinen nurjahduskestävyys ja nurjahdusjännitys, ovat laskettu lokaalissa nurjahdustapauksessa.

Taulukko 20 Laskennan tulokset Dhakal ja Masukawan mukaan.

| Symboli | Suure | Määrä |
|---------------|-------------------|-----------|
| σ_{DM} | Nurjahdusjännitys | 60,53 MPa |
| P_{DM} | Nurjahduskuorma | 12,17 kN |

Laskennan tulos on suurempi kuin eurokoodin ja ACI:n mukaisesti lasketuilla menetelmillä saadut tulokset. Tulos on samalla suurin tämän tutkimuksen käsinlaskentaosuuden tuloksista. Rakenneteräksen nurjahdusjännitys ylittää nyt reilusti betonin puristuskestävyyden raja-arvon.

Epätarkkuutta tulokseen tulee laskentaosuudessa määritetystä murtumaenergiasta G_F . Murtumaenergian G_F kaavalla arvioidaan suojabetonikerroksen halkeamiseen tarvittavaa energiaa. Kaava on yksinkertaistus kyseisestä laskennasta, jolloin sen tarkkuuskaan ei ole paras mahdollinen. Lisäksi epätarkkuutta muodostaa myöskin puristusrasituksen ja nurjahduskestävyyden suhdetta kuvaava arvo E . Rakennetta rasittavan puristuskuorman suurudeksi on arvioitu Eulerin teoriolla laskettu nurjahduskestävyyden lukuarvo. Usempaan kertaan suoritettu laskenta voi tuottaa tarkemman tuloksen.

6.1.4 Suda:n ja Masukawa:n mukaiset tulokset

Sudan ja Masukawan mukaan määritetyn rakenteen lopulliseen nurjahduskestävyyteen vaikuttavat vain rakenteen alkukaarevuus ja alkuperäisen rakenteen nurjahduskestävyys. Tämän laskentamenetelmän tulokseksi saadaan hieman pienempi arvo kuin edellä esitetty Dhakal ja Masukawan menetelmällä laskettu arvo. Laskennan tulos on edellisen tuloksen tavoin betonin puristuslujuutta suurempi.

Taulukko 21 Laskennan tulokset Sudan ja Masukawan mukaan.

| Symboli | Suure | Määrä |
|---------------|-------------------|-----------|
| σ_{SM} | Nurjahdusjännitys | 45,79 MPa |
| P_{SM} | Nurjahduskuorma | 9,21 kN |

Nurjahduskuorman lisäksi laskentamenetelmän avulla voidaan ratkaista rakenteelle betonin tuottama poikittaissuuntainen tukireaktio. Tukireaktion avulla voidaan selvittää joustavalle tuelle jäykkyys.

Laskennan lopputulokseen syntyy virhettä rakenteen alkukaarevuuden arvioinnin muodossa. Rakenteen alkukaarevuudelle oletettu arvo vaikuttaa laskennan lopputulokseen merkittävästi.

6.1.5 Naito et. al. mukaiset tulokset

Laskennan tuloksena on saatu rakenteelle kriittiset normaalivoimakestävyydet. Naito et. al.-laskentamenetelmällä laskettu maksimijännitys asettuu hieman Sudan ja Masukawan teorialla laskettua tulosta pienemmäksi.

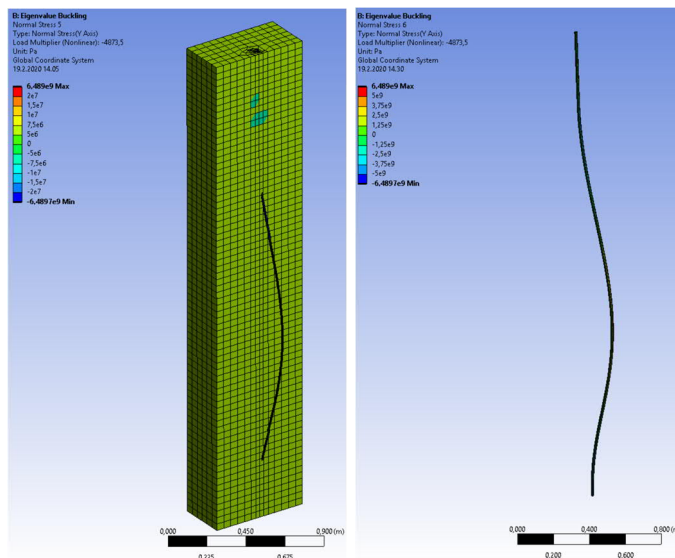
Taulukko 22 Rakenteelle lasketut nurjahdusjännitykset ja -kuormat.

| Symboli | Suure | Määrä |
|------------|-------------------|-----------|
| σ_k | Nurjahdusjännitys | 45,24 MPa |
| P_{rk} | Nurjahduskuorma | 9,10 kN |

Rakenteen nurjahduskestävyyden tulokseen virhettä syntyy alkukaarevuuden määrittämisestä. Tässä menetelmässä arvioidaan rakenteen alkukaarevuus Eurokoodissa määritetyn pilarin alkukaarevuuden rajojen mukaisesti. Lisäksi rakenteelle kohdistetun aksiaalisen kuorman suuruudeksi arvioidaan muiden esimerkkien mukaisesti Eulerin-nurjahdusteorian mukainen kuorma. Tämän kuorman suuruuden arviointi aiheuttaa myös lopputulokseen virhettä.

6.1.6 ANSYS-ohjelmalla lasketut tulokset

Rakenneterästen nurjahduskestävyydet voidaan lukea taulukoista Load Multiplier kohdasta. Kyseinen kohta kuvaa rakenteen varmuuskerrointa nykyisellä kuormituksella. Ohjelmassa on kuormitettu rakennetta 1 N suuruisella voimalla, jolloin kyseinen kohta kertoo nurjahduskuorman suuruuden.



Kuva 47 ANSYS-ohjelmaan mallinnettu laskentamalli.

Kitkattomalla liitoksella laskettaessa suojabetonikerros tukee raudoitetta poikittaissuunnassa, mutta ei ota vastaan raudoiteteräkseltä sen pituussuunnassa vaikuttavia rasituksia. Tämä ratkaisu tuottaa tuloksen, joka asettuu varmalle puolelle.

Kitkan huomioiminen kyseisessä kuormitustilanteessa tuottaa suuremman tuloksen teräksen nurjahduskestävyydelle kuin kitkaton rakenneteräksen ja betonin välinen liitos.

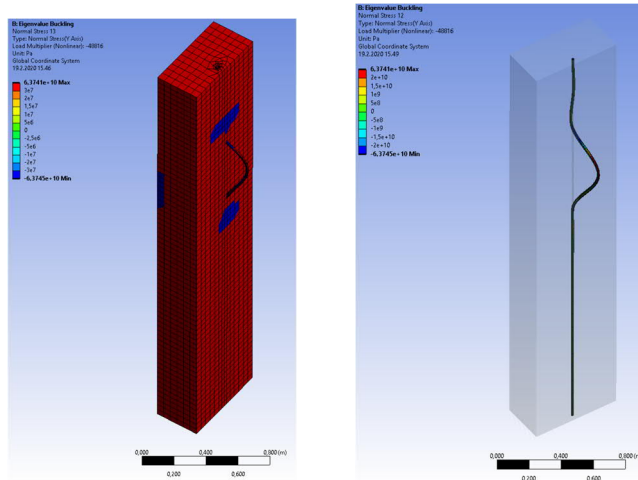
Taulukko 23 Betonin tukeman 16mm rakenneteräksen nurjahduskestävyys.

| Details of "Normal Stress 5" | |
|------------------------------|--------------------------|
| Scope | |
| Scoping Method | Geometry Selection |
| Geometry | All Bodies |
| Definition | |
| Type | Normal Stress |
| Orientation | Y Axis |
| Mode | S _y |
| Coordinate System | Global Coordinate System |
| Identifier | |
| Suppressed | No |
| Integration Point Results | |
| Display Option | Averaged |
| Average Across Bodies | No |
| Results | |
| Load Multiplier | -4873,5 |
| Minimum | -6,4897e+009 Pa |
| Maximum | 6,489e+009 Pa |
| Average | -35241 Pa |
| Minimum Occurs On | Teräs\Solid |
| Maximum Occurs On | Teräs\Solid |

| Symboli | Suure | Määrä |
|---------------------|-------------------|-----------|
| $\sigma_{kitkaton}$ | Nurjahdusjännitys | 24,2 MPa |
| $P_{kitkaton}$ | Nurjahduskuorma | 4,8735 kN |

Betonilla tuetulla raudoitteella on suurempi nurjahduskestävyys kuin tukemattomalla raudoitteella. Rakenneteräksen nurjahduskestävyys kuvassa esitetyllä nurjahdusmuodolle on Ansyksen mukaan noin 4,9 kN. Kyseinen nurjahdustapaus on rakenteen heikoin nurjahdusmuoto, jolla rakenne menettää stabiliteettinsa. Laskennan tulosta voidaan käsitellä ominaisarvona, sillä se on kerroin joka kuvaa rakenteen kestävyyttä. Negatiivinen merkki lopputuloksessa johtuu laskennassa käytetyistä voimien suunnista. Ohjelma kuitenkin simuloi rakenteen toimintaa puristusrasituksen alla niin, että rakenteen nurjahduskestävyydelle saadaan arvo.

Seuraavaksi on tutkittu kitkallisen liitoksen vaikutusta rakenteen nurjahdusmuotoon. Kitkallista liitosta käytettäessä yksi rakenteen nurjahdustapauksista tuottaa lähes samanlaisen nurjahdusmuodon, kuin aikaisemmassa laskennassa on saatu tulokseksi. Nurjahdusmuoto on tosin hieman jyrkempi ja se tapahtuu pienemmällä alueella kuin aikaisemmassa laskennassa.



Kuva 48 Rakenteen nurjahdusmuoto, kun rakenneosat on sidottu täysin yhteen.

Taulukko 24 Täysin sidottu liitos, jolloin kitkakerroin on 1.

| Details of "Normal Stress 6" | |
|------------------------------|--------------------------|
| Scoping Method | Geometry Selection |
| Geometry | All Bodies |
| Definition | |
| Type | Normal Stress |
| Orientation | Y Axis |
| Mode | 6 |
| Coordinate System | Global Coordinate System |
| Identifier | |
| Suppressed | No |
| Integration Point Results | |
| Display Option | Averaged |
| Average Across Bodies | No |
| Results | |
| Load Multiplier | -48816 |
| Minimum | -6,3745e+010 Pa |
| Maximum | 6,3741e+010 Pa |
| Average | 56349 Pa |
| Minimum Occurs On | Teräs\Solid |
| Maximum Occurs On | Teräs\Solid |

| Symboli | Suure | Määrä |
|--------------------|-------------------|-----------|
| $\sigma_{sidottu}$ | Nurjahdusjännitys | 242,8 MPa |
| $P_{sidottu}$ | Nurjahduskuorma | 48,8 kN |

Betonin ja teräksen välisenä kitkakertoimena käytetään arvoa 1. Tämä tarkoittaa, että rakenteiden välinen sidos on nyt vahvin mahdollinen tällä sidostyypillä. Ansys antaa täysin sidottua liitosta käyttäneelle rakenteelle nurjahduskestävyydeksi noin 48,8 kN. Tämä on lähes kymmenen kertaa suurempi arvo kuin edellä laskettu 4,9 kN. Lisäksi laskennan tuloksena syntyvät siirtymät ovat todella massiivisia tai todella pieniä. Näistä johtuen siirtymiä koskevat tulokset ovat heikosti hyödynnettävissä.

Rakenteen nurjahdusmuoto ja nurjahduskuorma edustavat koko rakennetta tarkasteltaessa rakenteen toiseksi pienintä tulosta. Pienimmän nurjahduskuorman saa nurjahdusmuoto, jolla rakenneteräs taipuu betonrakenteesta ulos rakenteen päästä toisen Eulerin nurjahdusmuodon mukaisesti.

Jatketaan kitkallisen liitoksen laskemista, mutta nyt käytetään teräksen ja betonin välissä kitkakertoimena 0,65, seuraavan taulukon mukaisesti. Rakenteiden välisellä kitkalla pyritään kuvaamaan mahdollisimman tarkasti teräksen tartuntaa betoniin.

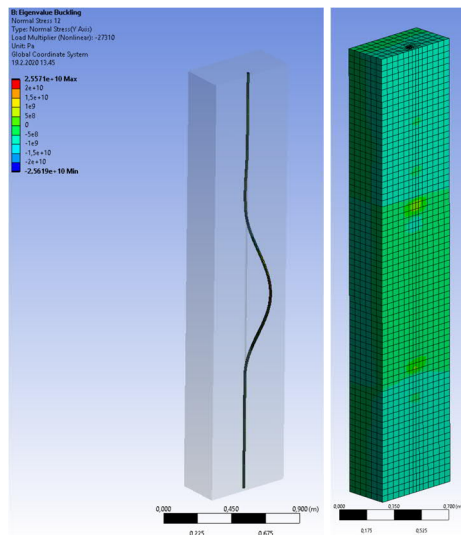
TABLE 4.—Bond Strength and Coefficient of Friction

| Specimen (1) | Bond strength, in pounds per square inch (2) | Shear Stress, in Pounds per Square Inch | | Coefficient of Friction | | | | Interface condition (5) |
|-----------------|---|---|------------------|-------------------------|-------------------------------|------------------|-------------------------------|----------------------------|
| | | Peak (3) | Effective (4) | Peak (5) | Average of each set (6) | Effective (7) | Average of each set (8) | |
| CWA-1 | 52.8 | 62.0 | 62.0 | 0.62 | 0.64 | 0.62 | 0.64 | Concrete to steel (wet) |
| CWA-2 | 48.6 | 63.5 | 63.5 | 0.63 | | 0.63 | | |
| CWA-3 | 51.4 | 68.0 | 67.8 | 0.68 | | 0.68 | | |
| CWB-1 | 55.0 | 42.0 | 40.7 | 0.70 | 0.68 | 0.68 | 0.65 | |
| CWB-2 | 25.0 | 40.4 | 39.6 | 0.67 | | 0.66 | | |
| CWB-3 | 89.0 | 40.5 | 36.1 | 0.68 | | 0.60 | | |
| CWC-1 | 61.2 | 13.8 | 12.8 | 0.69 | 0.70 | 0.64 | 0.67 | Concrete to steel (dry) |
| CWC-2 | 83.6 | 14.2 | 14.0 | 0.71 | | 0.70 | | |
| CWC-3 | 78.4 | 13.9 | 13.5 | 0.69 | | 0.67 | | |
| CDB-1 | 67.3 | 40.5 | 33.7 | 0.68 | 0.69 | 0.56 | 0.57 | |
| CDB-2 | 53.0 | 46.2 | 35.0 | 0.77 | | 0.58 | | |
| CDB-3 | 58.2 | 36.9 | 34.0 | 0.62 | | 0.57 | | |
| GWB-1 | 8.0 | 41.2 | 41.2 | 0.69 | 0.68 | 0.69 | 0.68 | Grout to steel (wet) |
| GWB-2 | — | 40.9 | 40.9 | 0.68 | | 0.68 | | |
| GWB-3 | — | 40.0 | 40.0 | 0.67 | | 0.67 | | |

Note: 1 psi = 6.895 kPa.

Kuva 49 Teräksen ja betonin välisiä kitkakertoimia. [22]

Osaksi kitkalliselle liitokselle lasketaan myöskin nurjahduskuorma ja nurjahdusmuoto. Rakenne tuottaa seuraavan kuvan mukaisen nurjahdusmuodon, kun käytetään kitkakertoimena edellä olevan taulukon mukaista kerrointa 0,65. Rakenteen jännitysjakautumaa on kuvattu seuraavilla kuvilla:



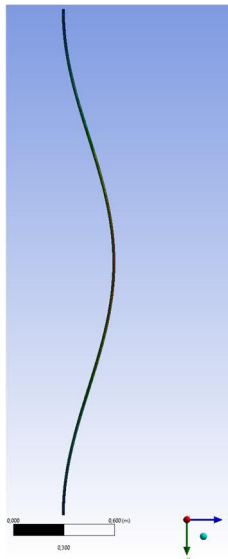
rakenteelle nurjahduskuormaksi noin 27,3 kN. Tämä tulos on järkevän suuruinen, kun sitä verrataan aikaisemmin saatuihin tuloksiin. Tulos asettuu kitkallisen rakenteen ja kitkattoman rakenteen tuloksien väliin. Rakenne nurjahtaa ensimmäisenä tällä nurjahdusmuodolla, sillä kyseisen nurjahdusmuodon nurjahduskuorma on pienin.

Taulukko 25 Laskennan tulokset osakitkalla.

| Details of "Normal Stress 8" | |
|------------------------------|--------------------------|
| Scope | |
| Scoping Method | Geometry Selection |
| Geometry | All Bodies |
| Definition | |
| Type | Normal Stress |
| Orientation | Y Axis |
| Mode | 8, |
| Coordinate System | Global Coordinate System |
| Identifier | |
| Suppressed | No |
| Integration Point Results | |
| Display Option | Averaged |
| Average Across Bodies | No |
| Results | |
| Load Multiplier | -27310 |
| Minimum | -2,5619e+010 Pa |
| Maximum | 2,5571e+010 Pa |
| Average | 2,2752e+005 Pa |
| Minimum Occurs On | Teräs\Solid |
| Maximum Occurs On | Teräs\Solid |

| Symboli | Suure | Määrä |
|-------------------------------|-------------------|-----------|
| $\sigma_{0,65 \text{ kitka}}$ | Nurjahdusjännitys | 135,8 MPa |
| $P_{0,65 \text{ kitka}}$ | Nurjahduskuorma | 27,3 kN |

Laskentaohjelmalla määritetään nurjahduskestävyys myös tukemattomalle pääteräkselle. Teräs on tuettu toisesta päästä jäykästi ja toisesta päästä teräs on muuten jäykästi tuettu, mutta pituussuuntainen siirtymä on mahdollistettu. Pääterästä kuormitetaan normaalivoimalla, esimerkkirakenteen mukaisesti.



Kuva 51 Nurjahtanut 16 mm rakenneteräs laskentaohjelmassa.

Teräksen analysointi suoritetaan samoilla ohjelman asetuksilla kuin edellä lasketut rakennemallit. Rakenneteräkselle käytetään myös samoja materiaaliasetuksia kuin edellä betonin ympäröimälle rakenneteräkselle. Rakenneteräksen nurjahduskestävyys

saadaan myöskin vastaavalla tavalla kuin aikaisemmalle laskentaohjelmalla lasketulle rakennemallille. Tästä rakennemallista saatavia tuloksia, erityisesti nurjahduskestävyyttä, voidaan vertailla hyvin eurokoodin mukaisesti lasketun rakenteen kanssa. Lisäksi tulosta voidaan verrata myös ACI-318 mukaisen laskennan tuloksiin.

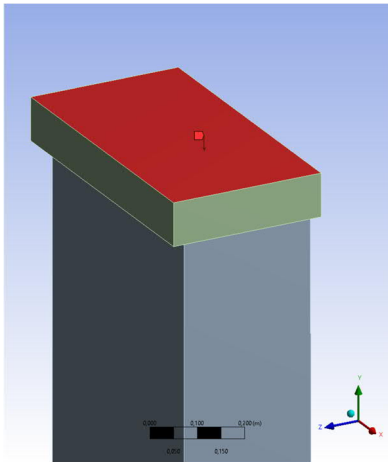
Taulukko 26 16 mm rakenneteräksen nurjahduskestävyys.

| | |
|--|--------------------------|
| Details of "Normal Stress 4" | |
| [-] Scope | |
| Scoping Method | Geometry Selection |
| Geometry | All Bodies |
| [-] Definition | |
| Type | Normal Stress |
| Orientation | Y Axis |
| Mode | 1, |
| Coordinate System | Global Coordinate System |
| Identifier | |
| Suppressed | No |
| [-] Integration Point Results | |
| Display Option | Averaged |
| Average Across Bodies | No |
| [-] Results | |
| <input type="checkbox"/> Load Multiplier | 3664,1 |
| <input type="checkbox"/> Minimum | -4,646e+009 Pa |
| <input type="checkbox"/> Maximum | 4,4815e+009 Pa |
| <input type="checkbox"/> Average | -1526,7 Pa |
| Minimum Occurs On | Teräs/Solid |
| Maximum Occurs On | Teräs/Solid |

| Symboli | Suure | Määrä |
|------------------|-------------------|----------|
| σ_{Tanko} | Nurjahdusjännitys | 18,2 MPa |
| P_{Tanko} | Nurjahduskuorma | 3,664 kN |

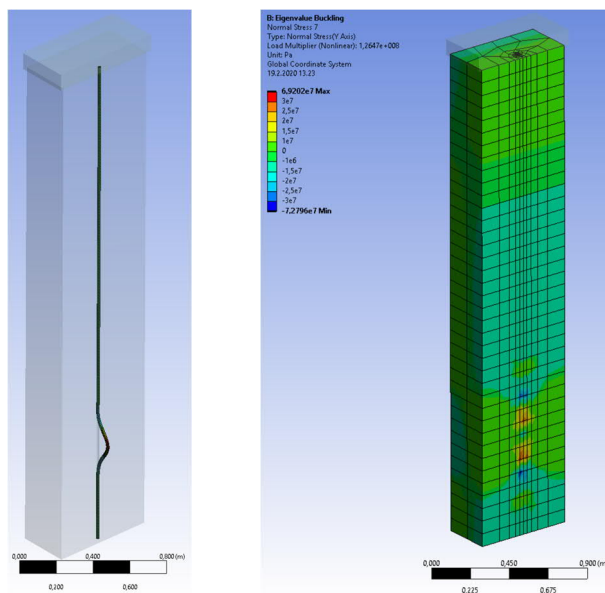
Kuten tulostaulukosta nähdään, pelkän tankomaisen rakenteen nurjahduskestävyydeksi saadaan noin 3,7 kN suuruinen kuorma. Ohjelman taulukossa on myös esitetty rakenteessa vallitsevat maksimi- ja minimijännitykset. Kyseiset arvot eivät kuitenkaan ole käyttökelpoisia, sillä nämä jännitykset ovat rakenteessa vain laskennallisen maksimisiirtymän hetkellä. Kuormitus ei siis lopu silloin, kun rakenne todellisuudessa katkeaa, vaan laskennallisesti rakenne taipuu paljon enemmän. Tästä johtuen arvot ylittävät tangon myötörajan reilusti (n.10 kertaisesti), jolloin rakenne on jo mennyt poikki kyseisestä kohdasta. Nurjahdusjännitys lasketaan erikseen nurjahduskuorman ja pinta-alan avulla, kuten edellisissäkin tuloksissa on tehty. Esitellyllä nurjahdusmuodolla rakenne nurjahtaa ensimmäisenä, sillä kyseisen muodon nurjahduskestävyys on kaikista heikoin.

Lopuksi vielä kuormitetaan koko rakennetta tasaisella kuormalla rakenteen päältä. Kuorman jakautuminen tasaisesti varmistetaan paksulla ja jäykällä teräslevyllä. Rakennetta kuormitettaessa koko rakenne painuu hieman kasaan.



Kuva 52 Rakenteen kuormitusmuoto.,

Kun rakennetta kuormitetaan riittävästi, raudoitetanko nurjahtaa ulos rakenteesta. Raudoitetangon nurjahdus tuottaa lähes samanlaisen nurjahdusmuodon rakenteelle kuin edellä työssä toteutetut esimerkit. Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu tangon nurjahdusta.



Kuva 53 Raudoituksen nurjahdus ja sen aiheuttama jännitys betonipoikkileikkauksessa

Tangon nurjahtaessa rakenteen yläpää siirtyy hieman alaspäin ja rakenteeseen syntyy siirtymiä. Tangon nurjahdusmuoto on hieman jyrkempi ja nurjahduskohdan sijainti on hieman erilainen kuin aikaisemmissa tuloksissa. Pääteräksen nurjahduslujuutta koskevat tulokset on esitetty seuraavassa taulukossa.

Taulukko 27 Laskennan tulokset osakitkalla.

| Details of "Normal Stress" | |
|--|--------------------------|
| Scope | |
| Scoping Method | Geometry Selection |
| Geometry | 1 Body |
| Definition | |
| Type | Normal Stress |
| Orientation | Y Axis |
| Mode | 4, |
| Coordinate System | Global Coordinate System |
| Identifier | |
| Suppressed | No |
| Integration Point Results | |
| Display Option | Averaged |
| Average Across Bodies | No |
| Results | |
| <input type="checkbox"/> Load Multiplier | 1,2647e+008 |
| <input type="checkbox"/> Minimum | -2,0148e+011 Pa |
| <input type="checkbox"/> Maximum | 2,0153e+011 Pa |
| <input type="checkbox"/> Average | -61471 Pa |
| Minimum Occurs On | Teräs\Solid |
| Maximum Occurs On | Teräs\Solid |

| Symboli | Suure | Määrä |
|------------------------------------|--------------------|------------|
| $\sigma_{0,65 \text{ kitka+levy}}$ | Nurjahdus-jännitys | |
| $P_{0,65 \text{ kitka+levy}}$ | Nurjahdus-kuorma | 12 6470 kN |

Teräs nurjahtaa rakenteesta ulos noin 126 470 kN rasituksen alla. Kun voima jaetaan koko betonipoikkileikkauksen pinta-alalle, niin saadaan rakenteelle jännitykseksi 702 MPa.

Tässä kuormitustapauksessa myös betoniosa osallistuu kuormien kantamiseen. Laskennassa on käytetty lepokitkakertoimena 0,65 ja liikekitkakertoimena 0,5. Tämä tulos ei ole kovin realistinen, sillä teräksen ja betonin puristuskestävyydet eivät kestä tällaista kuormitusta. Niinpä rakennetta kuvaavat paremmin aikaisemmin esitetyt kuormitustapaukset, joissa kuorma kohdistuu suoraan teräkseen.

Tuloksesta voidaan kuitenkin päätellä, että betonin puristuskestävyys pettää rakenteessa ensin ja vasta sen jälkeen rakenneteräs nurjahtaa. Tässä tapauksessa rakenneteräksen nurjahdus johtuu poikittaissuuntaisen tuen poistumisesta betonin murskautumisen muodossa.

Laskennan lopputuloksiin syntyy virhettä ohjelmassa käytetystä betoniteräksen ja betonin välisestä kontaktista. Kontaktin arviointi kitkattomana liitoksena aiheuttaa betonipeitteeseen vain poikittaissuuntaisia rasituksia. Tässä tilanteessa laskentamalli ei huomioi betonille rakenneteräkseltä välittyviä rasituksia.

6.2 Tulosten analysointi

Laskentaosuuden tulokset on koottu yhteen taulukkoon. Tulokset on laitettu taulukkoon suuruusjärjestyksessä niin, että pienimmät tulokset ovat taulukon yläosassa ja suurimmat tulokset ovat alaosassa. Taulukon alaosassa olevissa rakenteissa on myös

huomioitu betonin vaikutus rakenteen nurjahduskestävyyteen. Taulukon yläosassa on tarkasteltu vain yhtä rakenneosaa kerrallaan, joko betoniosaa tai raudoitustankoa.

Taulukossa on muutettu raudoittamattoman rakenteen kriittinen jännitys vastaamaan raudoitustangon poikkileikkauksen kokoiselle alueelle syntyvää kuormaa. Tällä keinolla saadaan tästä tuloksesta vertailukelpoinen muiden tulosten kanssa. Muiden tulosten normaalivoimaa kuvaavalla arvolla on esitelty rakenneteräksessä vaikuttavaa kriittistä nurjahduskuormaa.

Taulukko 28 Laskennasta saadut tulokset.

| | | | Suhde teräksen myötölujuuteen | Suhde betonin puristus- |
|---------------------------------------|------|-------|-------------------------------------|-------------------------------|
| | kN | MPa | σ_k / σ_{rm} | σ_k / σ_c |
| Euler | 3,0 | 14,7 | 2,9 % | 49,1 % |
| Raudoittamaton | 1,7 | 8,5 | 1,7 % | 28,4 % |
| ACI 318 | 3,4 | 17,1 | 3,4 % | 57,0 % |
| ANSYS tanko | 3,7 | 18,2 | 3,6 % | 60,7 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkaton | 4,9 | 24,2 | 4,8 % | 80,8 % |
| Naito et. al. | 9,1 | 45,2 | 9,0 % | 150,8 % |
| Suda ja Masukawa | 9,2 | 45,8 | 9,2 % | 152,6 % |
| Dhakar ja Masukawa | 12,2 | 60,5 | 12,1 % | 201,8 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkakerroin 0,65 | 27,3 | 135,8 | 27,2 % | 452,8 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkakerroin 1 | 48,8 | 242,8 | 48,6 % | 809,3 % |
| KA käsinlaskenta | 10,2 | 50,5 | 10,1 % | 168,4 % |
| KA | 12,3 | 61,3 | 12,3 % | 204,3 % |
| KA ANSYS betoni+tanko | 27,0 | 134,3 | 26,9 % | 447,6 % |

Taulukossa on värjätty vihreällä pohjalla käsinlaskentaa tarkoittavat menetelmät ja oranssilla Ansyskella laskettuja tuloksia. Kyseisien menetelmien keskiarvot ovat myös ilmoitettu mainituilla taustaväreillä.

Tuloksista voidaan nähdä, että Sudan ja Masukawan, Naito et. al sekä Dhakar ja Masukawan mukainen menetelmä tuottavat suurempia tuloksia rakenteen nurjahduskestävyydelle kuin keskimäärin muut käsinlaskentamenetelmät. Tämä eroavaisuus johtuu kyseisissä menetelmissä olevasta alkukaarevuudesta. Rakenteen alkukaarevuudeksi arvioidaan keskimääräinen kyseisen rakenteen kaarevuus, jonka jälkeen laskenta pohjautuu tälle hypoteesille. Tämä lisää virhettä tulokseen kyseisien menetelmien kohdalla.

Sudan ja Masukawan- laskentamenetelmä näyttäisi osuvan lähimmäksi kaikkien menetelmien tulosten keskiarvoa. Keskiarvossa on mukana myös alkupään menetelmät, joissa ei betonipeitettä ole huomioitu.

Jos taas keskiarvon laskennasta jätetään pois kolme taulukossa ensimmäisenä olevaa menetelmää ja tietokoneavusteinen laskenta, saadaan keskiarvo käsinlaskentamenetelmille. Ne pyrkivät huomioimaan betonipeitteen vaikutuksen rakenteen nurjahduslujuutta arvioitaessa. Tällöin lähimmäksi keskiarvoa pääsee niukalla erolla Sudan ja Masukawan -mukainen laskentamenetelmä. Kyseisen menetelmän tulos asettuu hieman keskiarvon alapuolelle.

Kokonaisuutena eri menetelmillä lasketut laskentatulokset poikkeavat toisistaan aika paljon. Lopputuloksia kun suhteutetaan toisiin, pienin arvo on noin 9 kertaa pienempi kuin suurin tulos. Kun tuloksia suhteutetaan rakenneteräksen myötölujuuteen, huomataan, että tulokset ovat tällä tavoin tarkasteltuna lähempänä toisiaan. Poikkeuksena tuloksista erottuvat Ansyksella lasketut tulokset, joissa on käytetty kitkallista liitosta rakenteiden välissä. Tällä keinolla lasketut tulokset ovat reilusti muita tuloksia suurempia.

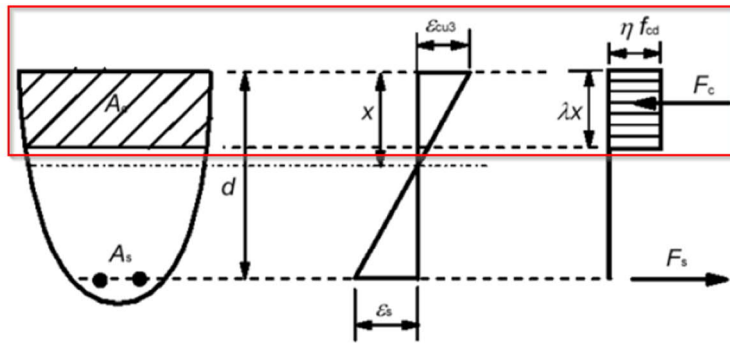
Betonipeitettä tukevalla vaikutuksella voidaan havaita saavutettavan suurimmillaan noin 228,1 MPa lisäkapasiteetti rakenneteräksen nurjahduslujuuteen. Tulos saadaan kun, heikoimman tuloksen lujuutta verrataan, suurimpaan tulokseen. Kokonaisuutta tarkasteltaessa voidaan katsoa kaikkien laskennan tulosten keskiarvoa. Tämä luku näyttää, että käsinlaskentamenetelmät osuvat lähimmäksi keskiarvoa.

6.3 Raudoittamattomaan seinärakenteeseen vertaaminen

Jos pääraudoitteen nurjahduskestävyyttä verrataan raudoittamattoman rakenteen nurjahduslujuuteen, niin tällä tavoin tarkasteltuna voidaan saada lisäkapasiteettia käyttöön. Pääraudoituksen nurjahduslujuus on tässä tapauksessa suurimmillaan noin 8ertainen tutkimuksessa käytetyn betonin puristuslujuuteen nähden.

Laskennan tulosten keskiarvon mukaan, raudoitettun rakenteen puristusjännitys on noin 2 kertaa suurempi kuin betonin puristusjännityksen maksimiarvo. Jos taas teräkselle lasketaan nurjahduskestävyys periteisillä laskentamenetelmillä, niin tällöin voidaan saada noin 1,5ertainen kestävyys rakenneteräkselle betonin puristusjännitykseen verrattuna.

Laskennasta saatujen teräksen kriittisten nurjahdusjännitysten avulla, voidaan selvittää laajemmin betonirakenteen kestävyksiä. Oletetaan, että rakenne on esimerkkirakenteen mukainen, ja raudoituksen ja betonin välissä on täydellinen kitkaliitos, joka välittää kaikki voimat rakenneosalta toiselle.



Kuva 54 Puristusrasitetun rakenteen toimintaperiaate. [2]

Rakenteen oletetaan toimivan eurokoodin SFS-EN-1992-1-1 puristettujen rakenteiden mukaisesti. Edellä olevassa kuvassa puristusrasitettuna on rakenteen yläosa. Vastaavasti rakenteen alaosassa olevat teräkset oletetaan olevan puhtaasti vetorasitettuna. Teräksessä oletetaan vaikuttava kriittisen nurjahdusjännityksen suuruinen rasitus. Huomioidaan rakenteesta vain yksi teräs, kuten aikaisemminkin on menetelty. Lasketaan teräksessä vaikuttavan voiman aiheuttama jännitys 150 mm x 35 mm kokoiselle betonipoikkileikkaukselle.

Rakennetta ajatellaan kuormitettavan kyseisessä tilanteessa tasaisesti viimeisen Ansysella toteutetun laskentaesimerkin mukaisesti. Tuolloin sama kuorma kohdistuu niin betonirakenteeseen kuin rakenneteräkseenkin, aiheuttaen niissä erisuuret jännitykset. Jännityksien ero betonirakenteen ja teräsrakenteen välillä voidaan selittää Hooken lain avulla. Jos molemmilla rakenteilla on sama muodonmuutos, mutta erilainen kimmokerroin, niin tällöin rakenteissa vaikuttavat jännityksetkin ovat erisuuruisia.

Taulukko 29 Kriittisen jännityksen aiheuttama rasitus poikkileikkauksessa.

| | | | | | |
|---------------------------------------|---------------|----------------|-----------|-----------|--------|
| Poikkileikkauksen leveys | 150 mm | Rautojen määrä | 1 kpl | | |
| Poikkileikkauksen paksuus | 35 mm | Rauditus jako | 1000 k/k | | |
| Pinta-ala | 5048,938 mm^2 | | | | |
| | | | Suhde | | |
| | | | raudoitta | | |
| | | | mattoman | | |
| | | | seinän | | |
| | | | nurjahdus | | |
| | | | lujuuteen | | |
| | Teräksen | Jännitystä | Kuormaa | Suhde | |
| | nurjahdu | vastaava | vastaava | betonin | |
| | sjännitys | kuorma | jännitys | puristus- | |
| | Mpa | kN | betonissa | lujuuteen | |
| ACI 318 | 17,1 | 3,4 | 0,7 | 2,3 % | 6,6 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkaton | 24,2 | 4,9 | 1,0 | 3,2 % | 9,3 % |
| Naito et. al. | 45,2 | 9,1 | 1,8 | 6,0 % | 17,4 % |
| Suda ja Masukawa | 45,8 | 9,2 | 1,8 | 6,1 % | 17,6 % |
| Dhakar ja Masukawa | 60,5 | 12,2 | 2,4 | 8,0 % | 23,3 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkakerroin 0,65 | 135,8 | 27,3 | 5,4 | 18,0 % | 52,2 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkakerroin 1 | 242,8 | 48,8 | 9,7 | 32,2 % | 93,4 % |
| KA | 81,64 | 16,42 | 3,25 | 10,8 % | 31,4 % |

Tuloksista nähdään, että jos suojabetonikerroksella tuetun kolme metriä pitkän rakenneteräksen nurjahduslujuutta vastaava kuorma kohdistetaan 150 mm x 35 mm

betonipoikkileikkaukselle, niin betonin puristuslujuus ei ylitä. Kun kyseinen kuorma sijoitetaan 3 metriä korkean, 150 mm paksun ja 1 metrin leveän raudoittamattoman seinän kuormaksi, kyseinen rakenne kykenisi kantamaan teräksen nurjahdusjännitystä vastaavan kuorman lähes kaikissa laskentatapauksissa. Pinta-alan kasvattaminen laskee merkittävästi jännitystä betonipoikkileikkauksessa, jolloin rakenteen kuormankantokyky kasvaa.

Taulukko 30 Esimerkkirakenteen mukaisesti raudoitetun seinän kestävyys.

| | | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------|----------------|----------------|-----------|-----------|
| Poikkileikkauksen leveys | 150 mm | Rautojen määrä | 6 kpl | | |
| Poikkileikkauksen paksuus | 35 mm | Rauditus jako | 166,666667 k/k | | |
| Pinta-ala | 5048,938 mm ² | | | | |
| | | | | | Suhde |
| | | | | | raudoitta |
| | Teräksen | Jännitystä | Kuormaa | Suhde | mattoman |
| | nurjahdu | vastaava | vastaava | betonin | seinän |
| | sjännitys | kuorma | jännitys | puristus- | nurjahdu |
| | Mpa | kN | betonissa MPa | lujuuteen | lujuuteen |
| ACI 318 | 17,1 | 20,6 | 4,1 | 13,6 % | 39,4 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkaton | 24,2 | 29,2 | 5,8 | 19,3 % | 55,9 % |
| Naito et. al. | 45,2 | 54,6 | 10,8 | 36,0 % | 104,4 % |
| Suda ja Masukawa | 45,8 | 55,2 | 10,9 | 36,5 % | 105,7 % |
| Dhakal ja Masukawa | 60,5 | 73,0 | 14,5 | 48,2 % | 139,7 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkakerroin 0,65 | 135,8 | 163,9 | 32,5 | 108,2 % | 313,5 % |
| ANSYS betoni+tanko, kitkakerroin 1 | 242,8 | 292,9 | 58,0 | 193,4 % | 560,4 % |
| KA | 81,64 | 98,49 | 19,51 | 65,0 % | 188,4 % |

Kun tarkasteluun lisätään useampia pääteräksiä metriä kohden, niin huomataan että raudoittamattoman rakenteen kestävyys ei enään riittäkkään kantamaan kyseisiä kuormia. Raudoittamattomalla rakenteella ylittyisi kapasiteetti lähes kaikkiin menetelmiin verrattaessa.

Kun esimerkkirakenteen mukaisesti raudoitetussa poikkileikkauksessa on pääteräksiä 1 kpl metriä kohden, on raudoittamaton seinärakenne vahvempi. Kun pääterästen määrää nostetaan 6 kappaleeseen metriä kohden, päätetästen yhteenlaskettu normaalivoimakkestävyys on suurempi.

7. YHTEENVETO, PÄÄTELMÄT JA JATKOTUTKIMUS

7.1 Yhteenveto ja päätelmät

7.1.1 Laskenta

Tutkimuksessa on esitelty useita erilaisia laskentamenetelmiä teräsbetoniseiniä tai seinän osien puristuskestävyyksien arvioimiseksi. Tutkimuksen laskentaosuus painottuu lokaalin nurjahduksen tarkasteluun. Käytetyillä laskentamenetelmillä voidaan arvioida yksittäisten raudoitetankojen nurjahduskestävyyksiä, kun betonipeitteen vaikutukset huomioidaan lujuustarkastelussa.

Vaikka laskennan lähtökohtana käytetään aina samaa rakennetta, jokaisessa laskennassa on kyseisestä rakenteesta tehty omanlainen rakennemalli. Eroavaisuudet rakennemalleissa selittävät osaltaan tulosten poikkeavuuksia toisistaan. Tutkimuksessa käsitellyt rakennemallit ovat kuitenkin niin lähellä toisiaan, että tulosten arviointi onnistuu laskennan tulosten pohjalta.

Lokaalia nurjahduskestävyyttä arvioivat laskentamenetelmät tuottavat tuloksena laskennallisen arvion oikean rakenteen nurjahduskestävyydestä. Laskentamenetelmiin liittyy suhteellisen paljon alkualetuksia ja yleistyksiä, jolloin syntyy lopputuloksiin jonkin verran epätarkkuutta. Yksittäisten menetelmien tulokset voivat siis sisältää virhettä, jolloin tuloksille laskettujen keskiarvojen perusteella voidaan tehdä parempia johtopäätöksiä. Keskiarvo yhdistää menetelmien arviot ja tekee tuloksesta näin luotettavamman.

Tutkimuksessa käytetty yksi käyttökelpoinen käsinlaskentamenetelmä esimerkkirakenteen laskennassa on Naito et. al- mukainen menetelmä. Menetelmässä selkeästi kuvataan suojabetonikerroksen tukevaa vaikutusta, jolloin kerroksen vaikutus kokonaisuuteen on hyvin laskettavissa. Kyseisen menetelmän tulos häviää tarkkuudessaan Sudan ja Masukawan- laskentamenetelmälle, kun vertaillaan käsinlaskentamenetelmien lopputuloksia keskiarvoon. Toisaalta Naito et. al- mukaisessa menetelmässä voidaan tarkemmin määritellä betonipeitteen vaikutus lopputulokseen. Siispä jos laskennassa tulee käyttää vain yhtä käsinlaskentamenetelmää, suositellaan käytettäväksi Naito et. al. mukaista laskentamenetelmää.

Ansyst-laskentaohjelmalla tuotetut tulokset poikkeavat jonkin verran toisistaan. Eroavaisuudet tuloksien välillä johtuvat ohjelmaan asetetuista esiasetuksista.

Materiaalien väliin mallinnetulle kitkaliitokselle voidaan antaa kitkakertoimen arvoja, arvoja yhden ja nollan välistä. Rakenteiden väliselle kitkakertoimelle pyritään arvioimaan mahdollisimman totuudenmukainen arvo. Tämän liitoksen arvioiminen tuottaa siis virhettä laskentatuloksiin.

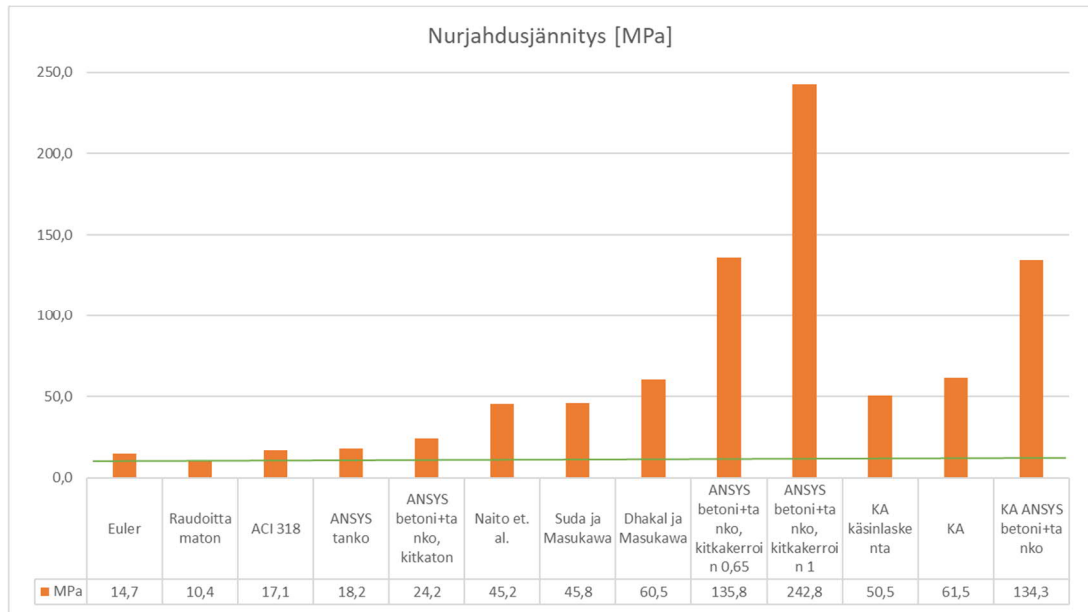
Tietokonepohjainen laskenta on tarkka ja helppokäyttöinen työkalu silloin, kun alkuasetukset ovat oikein. Tällaista laskentaa varten laboratoriotesteillä voi olla ratkaiseva rooli, oikeiden esiasetusten löytämiseksi. Kun laskentaoletukset ovat oikein, laskentaohjelmat voittavat käsinlaskentamenetelmät sovellettavuudellaan ja nopeudellaan.

7.1.2 Esimerkkirakenteen kestävyys

Laskennasta saatujen tulosten pohjalta voidaan todeta, että raudotteiden nurjahduskestävyydet ovat hyvin pieniä, kun niitä verrataan raudotteiden myötölujuuteen. Suurimmillaankin raudotteiden nurjahduskestävyys on vain noin puolet teräksen myötölujuudesta. Tämä tosin on vain yksittäinen laskentatulos. Käsinlaskentamenetelmien lopputulokset ovat noin kymmenesosan verran teräksen myötölujuudesta. Rakenteiden nurjahduslujuutta määritettäessä on huomioitu betonipeitteen vaikutus lopputulokseen.

Jos rakenneterästen nurjahdusjännitys on heikompi kuin betonin kriittinen puristusjännitys, rakenneteräksien nurjahtamien voi alkaa jo ennen betoniosan pettämistä. Tämä aiheuttaa rakenteen pintaan betonipeitteeseen halkeilua ja lohkeilua.

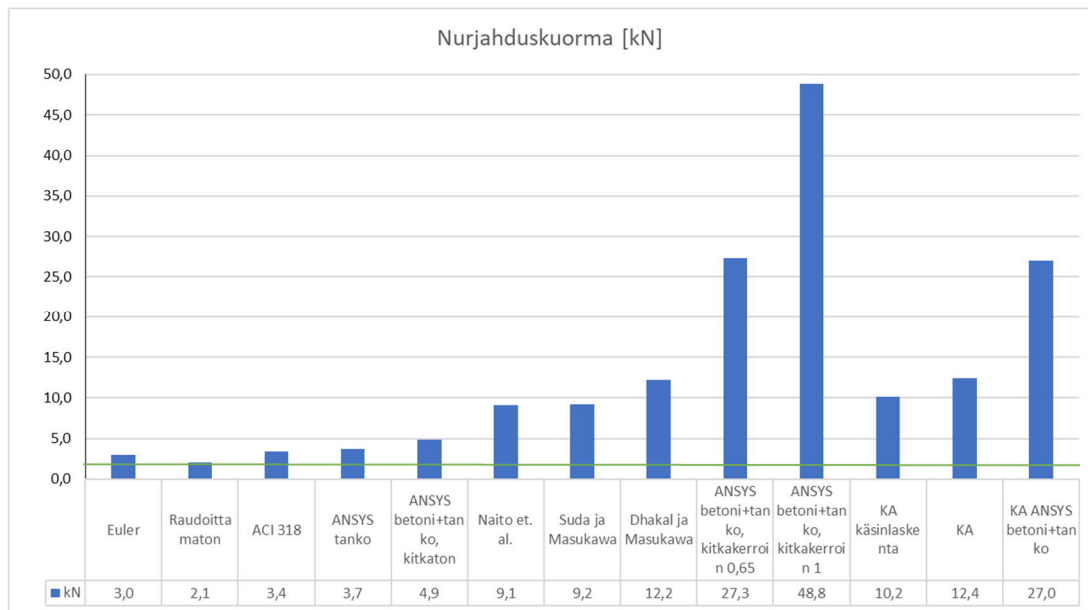
Kun betonipeitteen vaikutus huomioidaan, sillä voidaan tuottaa lisäkapasiteettia rakenteelle. Kyseinen rakenne ei kuitenkaan yllä yleisien ohjeiden mukaan raudoitettujen rakenteiden nurjahduslujuuksiin, mutta on kuitenkin suurempi kuin raudoittamaton rakenne. Tällainen lisäkapasiteetti voisi tuottaa ratkaisun sellaisiin tilanteisiin, joissa rakenne on jo tehty valmiiksi ja raudoittamattomana mitoitettun rakenteen kapasiteetti ei aivan riitä täyttämään vaatimuksia.



Kuva 55 Kriittiset nurjahdusjännitykset.

Kuvaajan mukaan raudoittamattoman rakenteen nurjahduskuorma on noin kolmannes betonin maksimijännityksestä. Raudoittamattoman rakenteen nurjahduskestävyyteen vaikuttaa olennaisesti betonirakenteen paksuus. Rakenteen kapasiteetti siis kasvaa kun ainevahvuutta lisätään.

Suurimman kestävyuden laskennassa saavuttaa Ansysella laskettu rakenne. Kyseisen tuloksen laskennassa on käytetty rakennekerrosten välissä kitkakertoimelle arvoa yksi. Käsinlaskennan tulokset asettuvat melko lähelle toisiaan, kun niitä verrataan muihin tuloksiin.



Kuva 56 Kriittiset nurjahduskuormat.

Kuvaajista voidaan nähdä, että Ansyksellä tulee merkittävästi suurempia tuloksia kuin muilla laskentamenetelmillä. Kuvaajaan on asetettu viiva raudoittamattoman rakenteen tuloksen mukaisesti, mikä helpottaa tulosten vertailemista toisiinsa.

7.1.3 Tulosten vertailtavuus

Tutkimuksessa käytettyjen laskentamenetelmien tuloksia on kohtuullisen hyvä vertailla keskenään. Tuloksien vertailua auttaa se, kun tutkimuksen laskentamenetelmien tulokset ovat keskenään samaa suuruusluokkaa. Tuloksien vertailua helpottaa myös se, että käytetyt rakennemallit ovat hyvin saman tyyliä, jolloin niiden käyttäytyminen on myös saman suuntaista.

Tutkimuksen laskentaosuuden ulkopuolelle jätetyt laskentamenetelmät. Käsittelevät globaalia rakenteen nurjahdusta. Pois jätettyjen tuloksien vertailtavuus työssä käytettyjen menetelmien kanssa olisi todennäköisesti heikkoa. Sillä laskennan lähtökohtana olevat rakennemallit olisivat niin erilaisia, että se heikentäisi tulosten vertailtavuutta.

Molempien laskentojen tulokset arvioivat rakenteen normaalivoimakestävyydelle arvon, mutta lokaali laskentatapa antaa sen betonipeitteellä päällystetylle raudoitteelle ja globaali laskentatapa antaa sen esimerkiksi kokonaiselle seinärakenteelle. Jälkimmäisessä tilanteessa olevan rakenteen kestävyys tulisi jakaa osiin, jotta kunkin rakenneosan kestävyys voitaisiin selvittää. Näin tuloksista saataisiin vertailukelpoisia tutkimuksessa käytettyjen laskentamenetelmien tulosten kanssa.

7.2 Kehitysehdotukset ja jatkotutkimuksen mahdollisuus

7.2.1 Kehitysehdotus

Tämän tutkimuksen pohjalta voidaan ehdottaa betonirakenteiden suunnitteluun liittyviin ohjeisiin lisäystä. Tarkennus voisi olla aihetta käsittelevä teoriaosuus ohjeessa, joka on liitettyä betoniseinien mitoituksen yhteyteen. Se voisi käsitellä nurjahdustukemattomasti raudoitetun rakenteen toimivuutta ja sisältää yksinkertaisen mitoitusmenetelmän rakenteen nurjahduskestävyyden määrittämiseksi.

Esimerkiksi eurokoodissa 1992-1-1 ohjataan mitoittamaan rakenne raudoittamattomana, jos raudoite ei ole ohjeiden mukainen. Käyttämällä tarkemmin raudoitetta analysoivaa mitoitusmenetelmää, tutkimuksessa kuvattua rakennetta ei tarvitsisi suoraan mitoittaa raudoittamattomana rakenteena. Näin rakenteen sisältämälle raudoitteelle laskennallisesti määritettyä kapasiteettia voitaisiin hyödyntää rakenteen mitoituksessa.

Ehdotetaan ohjeissa käytettäväksi laskentamenetelmäksi Naito et. al.-mukaista laskentamenetelmää. Tällä menetelmällä saadut tulokset ovat lähellä tutkimuksessa laskettua keskiarvoa ja kyseinen laskentamenetelmä on helppokäyttöinen ja selkeä. Lisäksi menetelmää on helppo soveltaa erilaisiin kuormitustapauksiin.

7.2.2 Jatkotutkimus

Jatkotutkimuksessa voisi toteuttaa kokeellisia käytännön kuormitustestejä ulkopuolelta jakorauδοitteella tukemattomiin teräsbetonirakenteisiin liittyen. Näin voitaisiin varmistua laskentatulosten oikeellisuudesta ja todenmukaisuudesta. Lisäksi laboratoriotestien pohjalta voitaisiin tarkentaa arviota laskentamenetelmistä, sekä etsiä menetelmien joukosta parhaita tuloksia tuottava laskentamenetelmä.

Laboratoriotestien pohjalta voitaisiin myöskin tarkentaa tietokoneavusteista rakennemallia, jolloin kyseinen ohjelma tuottaisi tarkempia tuloksia. Kun tietokoneavusteinen laskentamalli saadaan vastaamaan laboratoriotuloksia, se on käytettävyydeltään ja sovellettavuudellaan parempi kuin muut tutkimuksessa käsitellyt laskentamenetelmät.

Lisäksi jatkotutkimuksessa voitaisiin keskittyä rakenteen globaaliin nurjahduskestävyyteen esimerkkirakennetta vastaavissa tilanteissa. Tällainen tarkastelu voisi laajentaa käsitystä rakenteen toimivuudesta poikkeuksellisissa tilanteissa. Tämä voisi antaa vielä lisää vaihtoehtoja esimerkkirakenteen kaltaisesti toteutettujen teräsbetonirakenteiden nurjahduskestävyyksien selvittämiseksi.

LÄHDELUETTELO

- [1] A. C. Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318-19)," American concrete institute, Farmington Hills, 2019.
- [2] Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, "EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU.," Saatavissa: <https://online-sfs-fi.libproxy.tuni.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/377991.html.stx>. [Haettu 14. 10. 2019].
- [3] M. A. Jarkas, "Analysis and measurement of buildability factors influencing rebar installation labor productivity of in situ reinforced concrete walls," *Juornal of architectural eningeneering*, pp. 52-60, 03. 2012.
- [4] T. S. Welt, "Detailing for compression in reinforced concrete wall boundary elements: Experiments, simulations and desing recommendations," University of Illinois at Urbana-Champaing, Urbana, Illinois, 2015.
- [5] J. Pereiro-Barcelo ja J. Bonet, mixed model for analytical detemination of critical bucling, Valencia: Eningeneering structures, 2017.
- [6] L. M. Massone ja E. E. López, "Modeling of reinforcement global buckling in RC elements," 2013. Saatavissa: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613005695?via%3Dihub>. [Haettu 31. 10. 2019].
- [7] J. Pereiro-Baceló, J. Bonet Senach ja J. Albiol-Ibá, "Required tie spacing to prevent inelastic locl buckling of longitudinal reinforcements in RC an FRC elements," 2018. Saatavissa: <https://www-sciencedirect-com.libproxy.tuni.fi/science/article/pii/S0141029617330481>. [Haettu 01. 11. 2019].
- [8] J. S. Rajesh Prasad Dhakal, "Design of transverse reinforcement to avoid premature buckling of main bars," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. 147-168, 2018.
- [9] Ympäristöministeriö, "Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betonirakenteet," Ympäristöministeriö, Helsinki, 2019.
- [10] M. Saad El-Said Issa, "Finite element analysis for buckling of thin reinforced concrete walls," Saatavissa: <http://unsworks.unsw.edu.au/fapi/datastream/unsworks:60561/SOURCE01?view=true>. [Haettu 16. 10. 2019].
- [11] J. Aalto, 7.1 Kappaleen tasapainotilat "Rakenteiden mekaniikan perusteet luentomoniste".
- [12] M. Tuomaala, "Rakenteiden stabilisuusteoria, luentomoniste," Saatavissa: http://www.tut.fi/rakmek/rak_33030/stab.pdf. [Haettu 30 10 2019].
- [13] Liikennevirasto, "Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI 2," 2017. Saatavissa: https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf. [Haettu 31. 10. 2019].
- [14] K. Ronsvall, "Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan," Betoniteollisuus, 2009.
- [15] A. Narayanan, W. Beeby ja S. R., "Desingers' guide to eurocode2: Desing of concrete structures," 2005. Saatavissa: http://жбк.рф/bitrix/components/bitrix/forum.interface/show_file.php?fid=1885. [Haettu 31. 10. 2019].
- [16] A. C. 318, "Building code requirements for stucural concrete (ACI 318-14)," American concrete institute, Farmington Hills, 2014.
- [17] R. P. Dhakal ja K. Maekawa, "Reinforcement Stability and Fracture of cover concrete in reinforced concrete members," *Juornal of structulal eningeneering*, osa/vuosik. 2002, nro 10, pp. 1253-1262, 10 2002.
- [18] Y. Tao, J.-F. Chen ja M. ASCE, "Closure to "Concrete Damage Plasticity Model for Modeling FRP-to-Concrete Bond Behavior" by Y. Tao and J. F. Chen," 2015. Saatavissa:

- <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29CC.1943-5614.0000576>. [Haettu 16 01 2020].
- [19] H. Naito, M. Akiyama, A. ASCE ja M. Suzuki, "Ductility Evaluation of Concrete-Encased Steel Bridge Piers subjected to lateral cyclic loading," *Juornal of bridge engineering*, pp. 72-81, 2011.
 - [20] S. Kumiko ja M. Junji, "Models for concrete cover spalling and reinforcement buckling of reinforced concrete," tekijä: 12. *World Conference on Eathquake Engineering*, Auckland, Uusi-Seelanti, 2000.
 - [21] T. Salmi ja K. Kuula, *Rakenteiden mekaniikka*, Tampere: Pressus Oy, 2017.
 - [22] B. Rabbat, M. ASCE ja H. Russell, "Friction coefficient of steel on concrete or grout," 1985. Saatavissa: <https://ascelibrary-org.libproxy.tuni.fi/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%290733-9445%281985%29111%3A3%28505%29>. [Haettu 11 02 2020].
 - [23] "Tampereen yliopiston tekniikan alan opinnäytteiden kirjoitusohje," Tampere, 2018. Saatavissa: POP > Opiskelu > Diplomityö > Diplomityöohje. [Haettu 16. 10. 2019].

LIITE A: KUVIA LASKENTAOHJELMISTA

